

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

Mr HADJI Rezki

Mr OUAKIL Djamel

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

**L'effet de l'appui parasismique sur la réponse
D'un bâtiment**

Devant le jury composé de :

.....
Laib Abdelghani
.....

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Promoteur
Examineur

Année Universitaire 2019/2020

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents, que je ne remercierai jamais assez pour tout ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

A mes chers frères et sœurs Hakim, Ghania et Kahina

Toute la famille HADJI.

Mon cher ami, mon binôme OUKIL Djamel avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

A mes amis, Sidali, Massi, Redouane, Kamel et mes collègues de la promotion de génie civil 2019-2020 nominativement.

A tous mes professeurs à qui je témoigne gratitude pour leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Et en dernier, un grand merci à toutes et celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

HADJI Rezki.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*À ma Chère mère et mon cher père qui m 'ont toujours soutenu
dans ma vie par leurs encouragements continus, que DIEU les
garde pour moi.*

*Mes frères « Oussama et Adel », aussi mes grands-parents, et à
toute la famille OUKIL.*

*À mon binôme qui est avant tout mon ami intime HADJI Rezki,
qui a su être un bon ami dans tous les moments, de joie ou de
malheur.*

*À tous mes amis proches et camarades de génie civil, c'était un
plaisir d'avoir partagé ces dernières années avec eux.*

*À tous mes professeurs qui m'ont formé et aidé avec leurs
exigence et conseil, sans eux je ne serais pas arrivé à ce niveau.*

À tous ceux qui, de loin ou de près, m'ont aidé et soutenu.

OUKIL Djamel.

Remerciement

Préambule à ce modeste travail, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donné le courage et nous mener à bien notre projet de fin d'étude et de nous avoir guidé au cours de l'année, ainsi durant toutes les années précédentes.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à notre encadreur **Mr Laib.abd Elghani** qui nous a orientés durant toute la préparation de ce projet de fin d'étude et qui nous a fourni les conseils nécessaires.

Nous tenons aussi à remercier également **Mr Kamel.Arab** qui a contribué à notre travail, ainsi pour ses précieux conseils et pour le temps mis à notre disposition.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master.

En fin, un dernier remerciement à toute la promotion 2017-2018 de Génie civil de **l'université colonel Akli Mohand Oulhadj** tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

Merci à toutes et à tous...

Rezki, Djamel

Notations et Symboles

b : Dimensions de la structure.

c : L'amortissement.

c_{eq} : Coefficient d'amortissement équivalent.

d : Diamètre de la surface sphérique de l'appui FPS.

e : Excentricité. **f_{c28}** : La résistance à la compression du béton à 28 jours. **f_{t28}** : La résistance à la traction du béton. **g** : accélération de la pesanteur.

h_x : Hauteur du niveau x.

h_i : Hauteur du niveau i.

h_t : Hauteur de l'appui HDRB.

i : Rayon de giration.

k : La rigidité.

k_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation.

l_f : longueur de flambement.

m : La masse de la structure.

m_s : La masse de la structure.

m_b : La masse de la base.

n_a : Nombre des frettes d'acier. **q₁, q₂** : Coefficients modaux dépendants du temps.

t_r : Epaisseur d'une seule couche en élastomère.

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité.

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier.

u_b : Déplacement absolu de la base.

u_s : Déplacement absolu de la structure.

v_b : Déplacement relatif de la base.

v_s : Déplacement relatif de la structure.

y : Distance entre le centre de rigidité du système d'isolation.

A : Section de l'appui.

A, B, C : Types de la faille sismique.

B_D : Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception DBE.

B_M: Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception MCE.

C_{VD}: Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception DBE.

C_{VM}: Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception MCE.

D : Le déplacement de conception.

D_y: Déplacement à la plastification.

D_{TD} : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre DBE.

D_{TM} : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre MCE.

D'_D: Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre DBE.

D'_M : Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre MCE.

E_{ij} : Le module d'élasticité instantané. **F_b, F_s**:
Les forces sismiques.

F_f : La force de frottement

F_D: Force maximum correspond au tremblement de terre DBE.

F_M: Force minimum correspond au tremblement de terre MCE.

F_x : Force appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse au niveau x.

F_y : Force limite élastique.

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

K_{D,eff}: Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception DBE.

K_H : Rigidité horizontale de l'élastomère.

K_{M,eff} : Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception MCE

K_{Dmax} : Rigidité effective maximale correspond au correspond au tremblement de terre DBE.

K_{Dmin} : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

K_{Mmin} : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

K₁ : Rigidité élastique.

K₂ : Rigidité post-élastique.

L₁, L₂ : Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse **M_M** :
Coefficient de réponse au séisme capable maximum.

N : est la charge verticale reprise par l'appui qui reprise sous le poteau.

N_s : L'effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.
 N_v : Coefficient de proximité de la faille active.
 Q : La résistance caractéristique.
 R : Rayon de la surface sphérique d'appui FPS.
 R_I : Facteur de réduction de force de conception.
 S : facteur de forme.
 S_A : Spectre d'accélération
 S_A : Type de profil de sol très rocheux.
 S_B : Type de profil de sol rocheux.
 S_c : Type de profil de sol très dense et roche molle.
 S_D : Type de profil de sol raide.
 S_D : Le déplacement spectral du mouvement du sol.
 T : Période de la structure à base fixe.
 T_M : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre maximum MCE.
 T_D : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE.
 V_b : Force sismique.
 V_s : Force du cisaillement minimale.
 W : Le poids total de la structure.
 W_x : Poids du niveau x.
 W_i : Poids du niveau i.
 Z : Coefficient de zone sismique.
 ξ : Coefficient d'amortissement.
 ω : Fréquence propre.
 μ : coefficient de frottement.
 ξ_s : Facteur d'amortissement de la structure.
 ξ_b : Facteur d'amortissement du système isolé.
 ω_b : Fréquence propre du système isolé.
 β_b : Coefficient d'amortissement du système isolé.
 β_1, β_2 : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation.

$\gamma_{\max}$: est la contrainte de cisaillement maximale.

σ_{bc} : La contrainte limite de service du béton en compression.

Δ : Déplacement statique due à un déplacement de support unitaire.

ΔE : L'énergie totale dissipée.

[C] : Matrice de masse globale de la structure.

[K] : Matrice d'amortissement de la structure. **[M]** :
Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{V}\}$: Vecteur d'accélération de la structure.

$\{\dot{V}\}$: Vecteur vitesse de la structure.

$\{V\}$: Vecteur de déplacement de structure.

EDC : énergie dissipée par cycle.

FPS: Friction Pendulum System.

HDRB: High Damping Rubber Bearing.

LDRB: Low Damping Rubber Bearing.

LRB: Low Rubber Bearing.

TMD: Tuned Mass Damper.

Sommaire

Dédicace.....	i
Dédicace.....	ii
Remerciement.....	iii
Notations et symboles.....	vii
Introduction Générale.....	iv

Chapitre I : Généralité sur les isolateurs

I.1. Introduction.....	1
I.2. Historique sur les isolateurs.....	1
I.3. Applications des systèmes d'isolation.....	2
I.4. Principe de l'isolation à la base.....	5
I.5. Les différents systèmes d'isolation parasismique.....	7
I.5.1. Les appuis parasismiques.....	7
I.5.1.1. Appuis à déformation.....	8
I.5.1.2. Appuis à pot.....	12
I.5.1.3. Appui à glissement.....	13
I.5.1.4. Appuis à déformation et à glissement.....	14
I.5.1.5. Appuis à roulement.....	15
I.5.2. Amortisseurs parasismiques.....	16
I.5.2.1. Amortisseurs hystérésés (élasto-plastique).....	16
I.5.2.2. Amortisseur hydraulique.....	17
I.5.2.3. Amortisseur à friction.....	18
I.5.2.4. Amortisseur de masse accordée (TMD).....	18
I.6. Choix entre types d'appuis parasismiques.....	19
I.7. Les avantages de l'isolation parasismique.....	19
I.8. Les inconvénients de l'isolation parasismique.....	20
I.9. Conclusion.....	20

Chapitre II: La théorie de l'isolation

II.1. Introduction.....	21
II.2. Le fonctionnement des appuis parasismiques.....	21
II.2.1. Appuis à déformation.....	21
II.2.1.1. Appuis en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB.....	21
II.2.1.2. Appuis en élastomère à fort amortissement.....	22
II.2.2. Appuis à glissement.....	23
II.2.2.1. Appuis à frottement pur FP.....	23

II.2.2.2.	Appuis en pendules glissants FPS.....	24
II.2.3.	Modèle de calcul de structure isolée.....	25
II.3.	Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs	30
II.3.1.	Description des codes parasismiques.....	30
II.3.2.	Les niveaux d'intensité du mouvement sismique.....	30
II.3.2.1.	Le tremblement de terre de conception	30
II.3.2.2.	Les tremblements de terre maximum MCE.....	31
II.3.3.	Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées.....	31
II.3.3.1.	La méthode statique équivalente.....	31
II.3.3.2.	La méthode d'analyse modale spectrale.....	38
II.3.3.3.	La méthode d'analyse par accélérogrammes	40
II.4.	Conclusion.....	42

Chapitre III: Descente des charges et pré-dimensionnement

III.1.	Introduction.....	43
III.2.	Présentation de l'ouvrage.....	43
III.2.1.	Caractéristiques géométriques.....	43
III.2.2.	Caractéristiques des matériaux	43
III.3.	Pré dimensionnement des éléments secondaires	43
III.3.1.	Les plancher	43
III.3.2.	L'acrotère	44
III.3.3.	Les escaliers	45
III.3.3.1.	Caractéristiques techniques	45
III.3.3.2.	Pré dimensionnement	45
III.4.	Pré dimensionnement des éléments porteurs principaux	46
III.4.1.	Les poutres	46
III.4.1.1.	Les poutres principales.....	46
III.4.1.2.	Les poutres secondaires.....	46
III.4.2.	Les poteaux	47
III.5.	Evaluation des charges et surcharges.....	49
III.5.1.	Plancher terrasse	50
III.5.2.	Plancher des étages courants	50
III.5.3.	Charges et surcharges au niveau des balcons	52
III.5.4.	Charges et surcharges au niveau des escaliers.....	53
III.6.	Loi de dégression.....	54
III.7.	Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité	56
III.7.1.	Poteau centrale	56
III.8.	Conclusion	59

Chapitre IV: Etude comparative de la structure avec et sans système d'isolation

IV.1.	Introduction.....	60
IV.2.	Présentation du logiciel ETABS.....	60
IV.3.	Description de l'excitation sismique	61
IV.4.	Modélisation avec logiciel ETABS	62
IV.4.1.	Les étapes de modélisation.....	62
IV.4.2.	Modélisation des appuis parasismiques dans logiciel ETABS.....	62
IV.5.	Description du système d'isolation.....	63
IV.6.	Comparaison des résultats.....	64
IV.6.1.	Périodes et pulsations.....	64
IV.6.2.	Les déplacements.....	66
IV.6.2.1.	Déplacements des étages	66
IV.6.2.2.	Déplacement du dernier niveau	67
IV.6.3.	Accélération du dernier niveau.....	69
IV.6.4.	Les efforts tranchants à la base.....	71
IV.7.	Conclusion	73

Liste des figures

Figure I.1:	Mise en place des isolateurs sur les massifs d'une structure.....	1
Figure I.2:	Schéma historique de développement de l'isolation à la base.	2
Figure I.3:	Vue en plan et en élévation du DENDI MTBUILDING.	3
Figure I.4:	Hôtel de ville de San Francisco et PASADENA Californie [11].....	3
Figure I.5:	Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique.	4
Figure I.6:	Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure.....	4
Figure I.7:	La Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.	5
Figure I.8:	La position des appuis parasismiques dans un bâtiment.....	5
Figure I.9:	Deux types de structure : une conventionnelle encastrée dans le sol, et une autre protégée contre les séismes par un système d'isolation à la base.	6
Figure I.10:	Principe de l'isolation sismique, réduction de l'accélération grâce au décalage de la période.....	6
Figure I.11:	Comparaison entre deux structures isolées.	7
Figure I.12:	Appuis à déformation.	10
Figure I.13:	Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement.....	11
Figure I.14:	Appuis en élastomère avec noyau de plomb [28].....	11
Figure I.15:	Exemples de types d'appareils d'appui.....	12
Figure I.16:	Appui à pot.....	12
Figure I.17:	Des exemples de l'appui à pot.....	13
Figure I.18:	Appuis à glissement.....	14
Figure I.19:	Appuis en pendules à glissant FPS.	14
Figure I.20:	Appuis à déformation et glissement.	15
Figure I.21:	Appuis à roulement.....	15
Figure I.22:	Le principe de fonctionnement d'appuis à bille.	16

Figure I.23: Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).....	17
Figure I.24: Amortisseur hydraulique.....	17
Figure I.25: Amortisseur à friction.....	18
Figure I.26: Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (tour de Taipei 101) Taiwan.....	18
Figure II.1: Principe et fonctionnement de LRB.....	21
Figure II.2: Principe et fonctionnement de LRB.....	22
Figure II.3: Principe et fonctionnement de FP.....	23
Figure II.4: Principe et fonctionnement de FPS.....	24
Figure II.5: Modèle de structure isolée.....	25
Figure II.6: Modèle mathématique.....	25
Figure II.7: La forme des modes propres de la structure isolée.....	28
Figure II.8: Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.....	33
Figure II.9: Dimensions en plan.....	37
Figure II.10: Déplacements du système.....	37
Figure III.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	44
Figure III.2: Coupe transversale de l'acrotère.....	45
Figure III.3: Schéma d'un escalier.....	45
Figure III.4: Dimension à respecter pour les poutres.....	47
Figure III.5: Plancher terrasse corps creux.....	50
Figure III.6: Composition du plancher d'étage courant.....	51
Figure III.7: Remplissage en double paroi.....	52
Figure III.8: La surface u poteau le plus sollicité.....	57
Figure IV.1: Accélérogramme du séisme de Boumerdès le 21 mai 2003 avec un PGA = 0,33 g enregistré par la station de Keddara.....	61
Figure IV.2: Les caractéristiques de l'appui HDRB a utilisé dans la structure.....	63
Figure IV.3: Emplacement des appuis parasismiques.....	64
Figure IV.4: Comparaison des périodes et pulsations pour les deux modèles.....	65
Figure IV.5: Comparaison des déplacements du dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.....	67
Figure IV.6: Comparaison des déplacements du dernier étage pour les trois modèles dans la direction Y.....	68
Figure IV.7: Comparaison des accélérations de dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.....	69
Figure IV.8: Comparaison des accélérations de dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.....	70
Figure IV.9: Comparaison des efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans la direction X.....	71
Figure IV.10: Comparaison des efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans la direction Y.....	72

Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques de caoutchouc.....	8
Tableau I.2: Les propriétés de caoutchouc.....	9
Tableau II.1: Coefficient sismique CVD.....	34
Tableau II.2: Facteur de la zone sismique.....	35
Tableau II.3: Facteur de proximité de faille active Nv	35
Tableau II.4: Types de failles sismiques.....	35
Tableau II.5: Coefficients sismiques Cvm	36

Tableau II.6: Coefficient de réponse au séisme capable maximum MM.	36
Tableau II.7: Les coefficients d'amortissement BD et BM.....	36
Tableau II.8: Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction de l'analyse statique.....	42
Tableau III.1: Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	50
Tableau III.2: Charge permanente du plancher d'étage courant.....	51
Tableau III.3: Charge permanente du mur extérieur.....	51
Tableau III.4: Charge permanente du mur intérieur.....	52
Tableau III.5: Evaluation des charges permanentes de balcon.	52
Tableau III.6: Charge permanente du palier.....	53
Tableau III.7: Charge permanente au niveau de la volée.	53
Tableau III.8: Charge permanente pour l'acrotère.....	54
Tableau III.9: Découpe de charge et section des poteaux.	57
Tableau III.10: Les dimensions des poteaux prises en considération.	57
Tableau III.11: Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement	59
Tableau IV.1: Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et isolée (HDRB).	64
Tableau IV.2: Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et isolée (FPS).	65
Tableau IV.3: Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y.	66
Tableau IV.4: Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y.	67

Introduction générale

Au cours des dernières décennies, la conception parasismique des structures des bâtiments a été largement basée sur le concept de ductilité dans le monde entier. Les performances des structures ductiles prévues au cours des séismes majeurs (ex. Northridge 1994, Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Boumerdès 2003 etc...). Cependant, il s'est révélé insatisfaisants et en effet loin au-dessous des attentes. La forte incertitude de la stratégie de conception de la ductilité est principalement attribuée à [1] :

- ❖ Défaillance de cisaillement des poteaux due à des rapports géométriques inappropriés ou à un effet de poteaux courte.
- ❖ Difficulté de construction dans le jointolement, en particulier aux joints poutre-poteau, en raison de la complexité de l'armature en acier requise par la conception de ductilité.

Le principe de l'isolation sismique n'est pas nouveau : les premières expériences remontent au début de 20^{ème} siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. Actuellement quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique. Ces systèmes consistent à mettre entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent de découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces qui lui sont transmises.

L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme [2].

Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis et grâce à leur faible rigidité horizontale, la période propre de la construction s'allonge et la superstructure se comporte comme étant un corps rigide. Ces déplacements peuvent être réduits en associant des amortisseurs aux isolateurs.

Introduction générale

Le but de notre travail est d'envisager l'influence de l'isolateur sismique de premier type HDRB et de deuxième type FPS sur la réponse dynamique d'une structure en béton armé. Ce travail se découple en quatre chapitres :

Le premier consiste à avoir un aperçu général sur la technique d'isolation sismique : l'historique, quelques type d'isolation...etc. Ainsi que l'amortissement structurel.

Le deuxième chapitre décrit le comportement mécanique de certains isolateurs et les méthodes de calcul des constructions isolé a un et deux degré de liberté, ainsi que la représentation mathématique de quelque type d'isolateur et les méthodes d'analyse des structures équipées par des appuis parasismiques selon le code American sous le nom Uniform Building code (UBC 97).

Le troisième chapitre consiste à faire un pré dimensionnement des éléments résistants, et la décente de charge ainsi que les éléments secondaires.

Le dernier chapitre présente une étude comparative entre une structure à base fixe et l'autre isolé à la base avec deux types d'isolateurs :

- ❖ En premier lieu la structure isolée par un appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB.
- ❖ En deuxième lieu la structure isolée par un appui en pendule glissant FPS.

A la fin on va clôturer notre travail avec une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I.1. Introduction

Les constructions sont liées au sol par leurs fondations (figure I.1). Elles assurent une solidité de la superstructure face aux vibrations potentielles causées par les séismes. Pour cela, il faut intégrer un système de conception parasismique au niveau de la fondation pour minimiser les charges sismiques, par exemple ; l'isolation parasismique à la base.



Figure I.1 : Mise en place des isolateurs sur les massifs d'une structure

Dans notre pays, l'isolation parasismique est une technique de sécurité relativement nouvelle dans l'arsenal de l'ingénieur civil.

Elle consiste à découpler la structure des mouvements du sol induits par un tremblement de terre, afin d'empêcher des dommages à la structure. En d'autres termes, lors d'un séisme, la structure devrait idéalement rester immobile par rapport à un repère fixe dans l'espace (repère absolu ou inertiel).

Pour réaliser un tel découplage (ou isolation sismique), différents appareils parasismiques, connus sous le nom d'isolateurs, sont installés de manière stratégique à divers emplacements de la structure, leur permettant ainsi de remplir leur tâche correctement lors d'un tremblement de terre.

I.2. Historique sur les isolateurs

L'isolation à la base est une technologie existe depuis le début du 20^{ème} siècle [6]. L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs expériences et recherches.

En Turquie, les bâtiments des églises ont été construits sur une couche de sable, ils sont naturellement isolés [7].

En 1909 un médecin de Calantarients déposait un brevet sur les bâtiments parasismique sur joint libre.

Le premier concept d'isolation était de placer une structure entière sur des appuis à rouleaux. Ce système est incapable de supporter les charges sismiques, il est donc inacceptable [7].

Cependant, la première utilisation du caoutchouc dans une application du principe de protection parasismique modernes dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 70 à 80, sur une école élémentaire à Skopje (en ex-Yougoslavie) [8]. Ce bâtiment, achevé en 1969, était constitué d'une structure de trois étages reposés sur des blocs de caoutchoucs simple. Elle a été installée aussi sur un bâtiment public en Nouvelle-Zélande en 1981 [11].

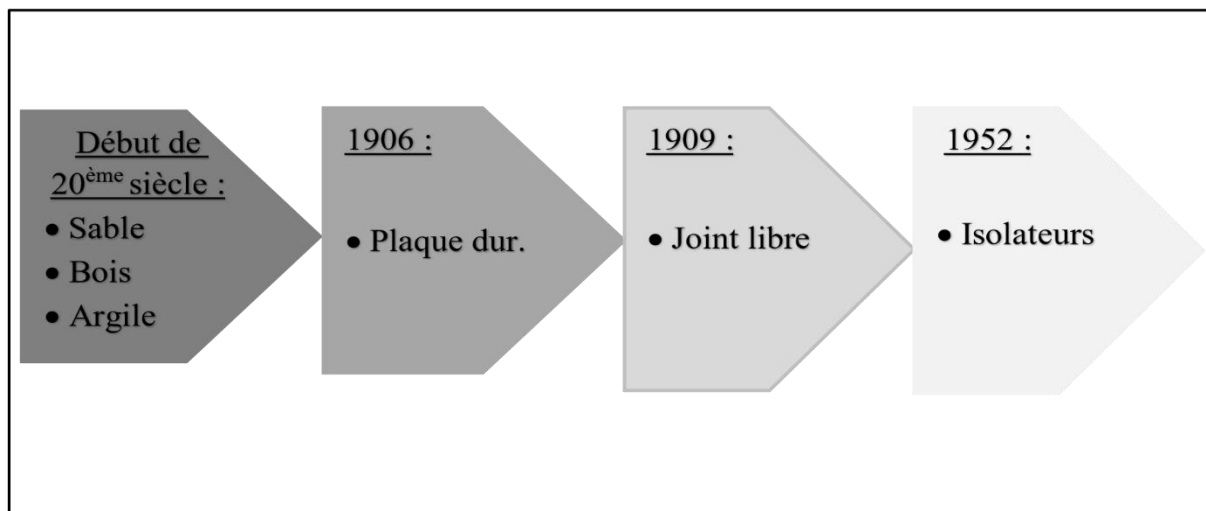


Figure I.2 : Schéma historique de développement de l'isolation à la base

I.3. Applications des systèmes d'isolation

La technique d'isolation sismique a maintenant évolué dans des régions à forte sismicité comme, le Japon, les Etats-Unis d'Amérique, la France et l'Italie.

❖ Au Japon

C'est au Japon qu'on trouve le plus grand nombre des structures isolées ; environ 2000 édifices de haute taille, et plusieurs milliers de pont, cependant le premier bâtiment isolé à la base était construit est SENDI MT BUILDING (figure I.3) [9].

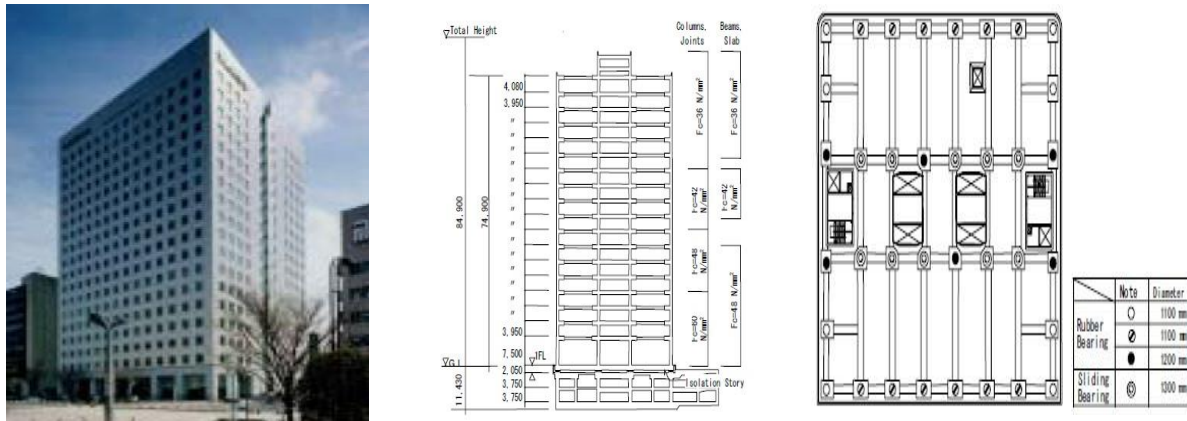


Figure I.3 : Vue en plan et en élévation du DENDI MTBUILDING.

❖ Aux Etats-Unis

Les Etats-Unis n'ont installé la technologie que sur 150 constructions environ, principalement des grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, comme les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police, ainsi que 300 à 400 ponts [12]. On cite :

En 1985, le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Andreas à Rancho Cucamonga en Californie, est devenu la première nouvelle construction au monde équipé de 98 appuis avec du caoutchouc naturel à haut taux d'amortissement.

Le Centre Accélérateur Linéaire de Stanford, a été rénové en 1987 en utilisant des isolateurs de type appui en élastomère avec noyau de plomb LRB (Lead- Plug Bernin).

En 1998, un aéroport international est construit à San Francisco, il est édifié sur 272 appuis parasismiques de type appui en pendule glissant FPS (Friction Pendulum System).

Autres exemples sont cités dans (la figure I.4).



Figure I.3 : Hôtel de ville de San Francisco et PASEDNA Californie [11].

❖ En France

Les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux ponts, mais aussi aux bâtiments, les hôpitaux (Ex ; figure I.5 présente l'hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismiques (isolation à la base ; 283 isolateurs et 36 amortisseurs) et structures des centrales nucléaires (figure I.6).



Figure I.5 : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique.

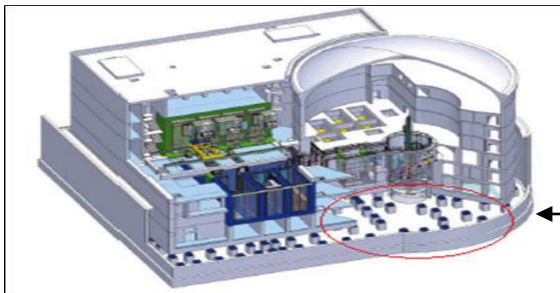


Figure I.6 : Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure

❖ En Algérie

Le CTC-Chlef a récemment finalisé la construction du siège de son agence à Aïn Defla, construit sur des appuis parasismiques à base d'élastomère. La Grande Mosquée d'Alger est un autre projet qui édifiaée sur une combinaison des appuis parasismiques (figure I.7) et des amortisseurs. [14][15].



Figure I.7 : la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.

I.4. Principe de l'isolation à la base

L'isolation à la base est un système de contrôle passif, consiste à mettre entre la fondation et la superstructure (figure I.8), des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante (pour pouvoir dissiper la déformation transmise au bâtiment) et une rigidité verticale très élevée (pour supporter le poids du bâtiment).



Figure I.8 : La position des appuis parasismiques dans un bâtiment.

La majeure partie de l'énergie d'un séisme est regroupée dans une bande de fréquence de 2 à 10 Hz, donc elle risque de subir une excitation conséquente si la fréquence fondamentale d'une structure encastree au sol se situe dans cet intervalle. A cet égard, l'utilisation de systèmes d'isolation pour les structures conventionnelles sont plus sûres et plus performantes par ce que l'ajout de ces isolateurs, aura comme effet de réduire la fréquence fondamentale de la structure jusqu'à des valeurs typiquement situées en dessous de 0,5 Hz, et ainsi les efforts qu'exercent les séismes sur la structure isolée sont normalement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que les efforts pouvant s'appliquer à la structure à base fixe [16][17].

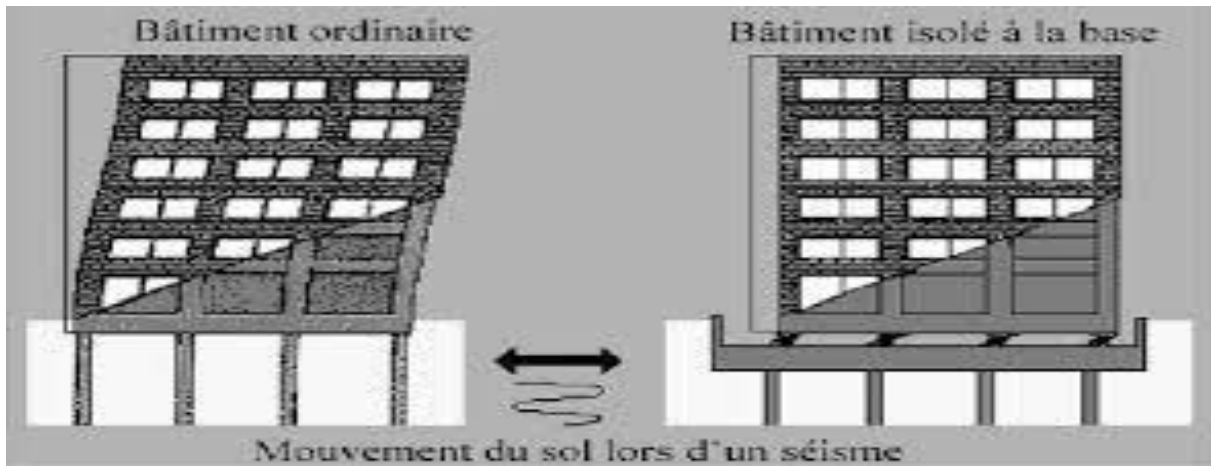


Figure I.9 : Deux types de structure : une conventionnelle encastrée dans le sol, et une autre protégée contre les séismes par un système d'isolation à la base.

Les isolateurs sismiques fournissent une flexibilité suffisante dans la direction horizontale (parallèle au sol) de l'isolateur passif, d'où la réduction de la fréquence fondamentale de vibration, afin que la période naturelle de la structure diffère le plus possible de la période naturelle du tremblement de terre, et par conséquent, atteindre une diminution des accélérations au niveau de la base des bâtiments. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants se concentrent au niveau de l'isolateur. Dans ce cas, l'intégration des unités d'isolation ou de l'usage d'un dispositif parallèle et externe du dispositif de dissipation d'énergie (amortisseurs) est requise pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement [16][18][19].

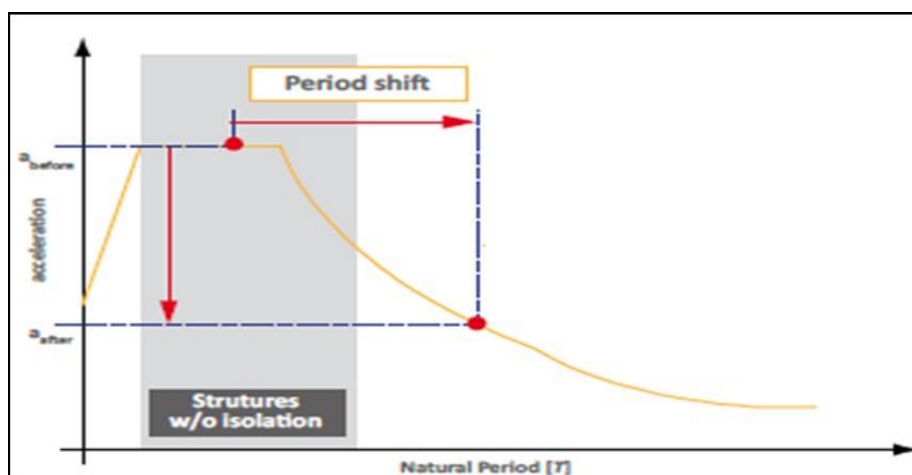


Figure I.9 : Principe de l'isolation sismique, réduction de l'accélération grâce au décalage de la période.

Les systèmes des isolations sismiques sont situés généralement à la base et doivent permettre un déplacement horizontal de 15cm ou plus [19].

Remarque :

Si le système est une combinaison d'un appui parasismique et d'amortisseurs, donc les appuis réduisent les efforts mais augmentent les déplacements par contre les amortisseurs réduisent les déplacements en dissipant l'énergie. Cette combinaison permet de protéger la structure [20]. Elle est utilisée pour la grande mosquée d'Alger.

La figure I.11 ci-après présente schématiquement l'effet de cette combinaison « l'appui et l'amortisseurs » sur un bâtiment lors d'un séisme.

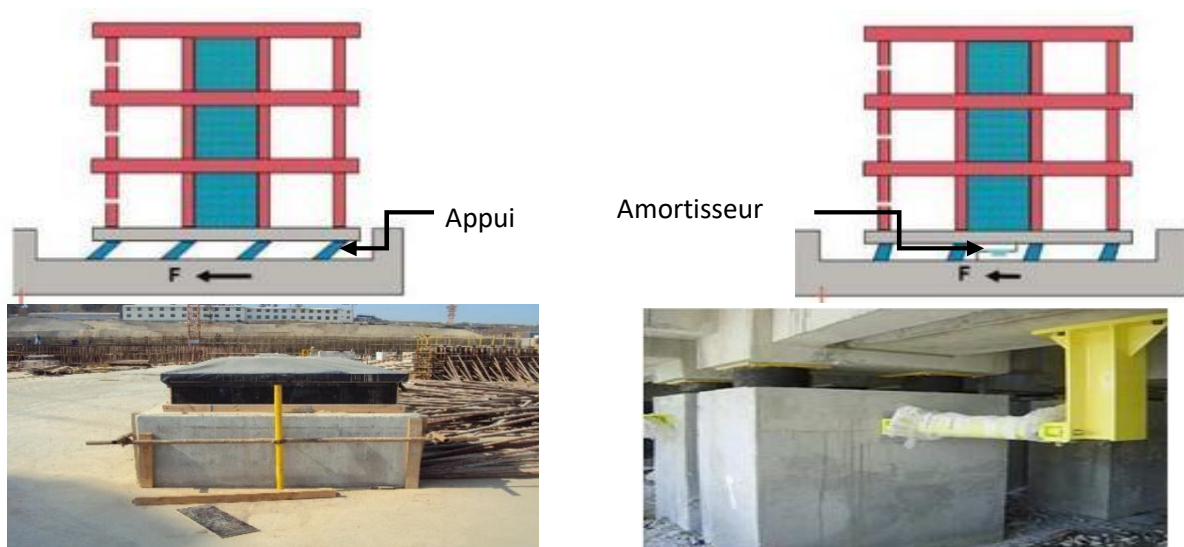


Figure I.11 : Comparaison entre deux structures isolées.

(a) Structure isolée par un appui. (b) Structure isolée par un appui et un amortisseur.

I.5. Les différents systèmes d'isolation parasismique

Un système d'isolation à la base combine deux mécanismes principaux :

- ❖ Les appuis parasismiques ;
- ❖ Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur) ;

I.5.1. Les appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ont un grand intérêt pour la plupart des pays concernés par le risque sismique. L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté de mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations.

Il en existe plusieurs types, certaines ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'étude théorique ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement, on distingue :

- ❖ Appuis à déformation ou élastomère ;
- ❖ Appuis à pot ;
- ❖ Appuis à glissement ;
- ❖ Appuis à déformation et glissement ;
- ❖ Appuis à roulement ;

I.5.1.1. Appuis à déformation

À partir de 1952 et grâce à l'idée d'Eugène Freyssinet d'associer caoutchouc et les frettes en acier en un seul produit, que s'est généralisé l'emploi de plaques d'élastomère fretté en tant qu'appuis d'ouvrages d'art [21].

Le caoutchouc est un matériau qui peut être obtenu soit naturellement et c'est alors un polymère de l'isoprène, soit de façon synthétique qui lui est produit industriellement à partir de dérivés du pétrole [22].

Tableau I.1 : Caractéristiques de caoutchouc.

Caoutchouc naturel	Le caoutchouc synthétique
1) Une bonne résistance à la traction 2) Un excellent allongement à rupture 3) Une tendance à la cristallisation 4) Un bon comportement aux sollicitations dynamiques	1) Une excellente résistance au vieillissement contrairement à Caoutchouc naturel 2) Un très faible taux de fluage sous charge 3) Une bonne résistance au déchirement

Tableau I.2 : Les propriétés de caoutchouc.

Qualité du caoutchouc IRHD ± 2	Le module d'élasticité. E (N/cm²)	Le module de cisaillement G (N/cm²)	Le poids volumique K
30	92	30	0,93
35	118	37	0,89
40	150	45	0,85
45	180	54	0,8
50	220	64	0,73
55	325	81	0,64
60	445	106	0,57
65	585	137	0,54
70	753	173	0,53
75	940	222	0,52

Les frettes en acier sont systématiquement en acier de nuance S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalent (un allongement au moins égal à celui d'un acier S235). L'épaisseur des frettes doit être inférieure ou égale à 2 mm.

Les appuis en élastomères sont les plus courants, ils sont utilisés depuis les années 60. Ils représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France [22].

Entre la structure et les fondations, on intercale des couches de l'acier pour la rigidité verticale et des couches de frette pour résister au poids de la structure en évitant une déformation verticale (figure I.12). Le fait d'ajouter des couches d'élastomère au dispositif permet une flexibilité horizontale ainsi un déplacement de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol. De ce fait, il réduit considérablement le déplacement relatif des étages. Plus, les élastomères sont élastiques/flexibles, moins les charges sismiques ressenties par le bâtiment sont importantes. Cependant une trop grande flexibilité des appuis diminue considérablement la stabilité de l'ouvrage en temps normal Ces appuis sont donc appelés à juste titre « à déformation » car ils se déforment pour diminuer les effets des secousses sur le bâtiment [25].

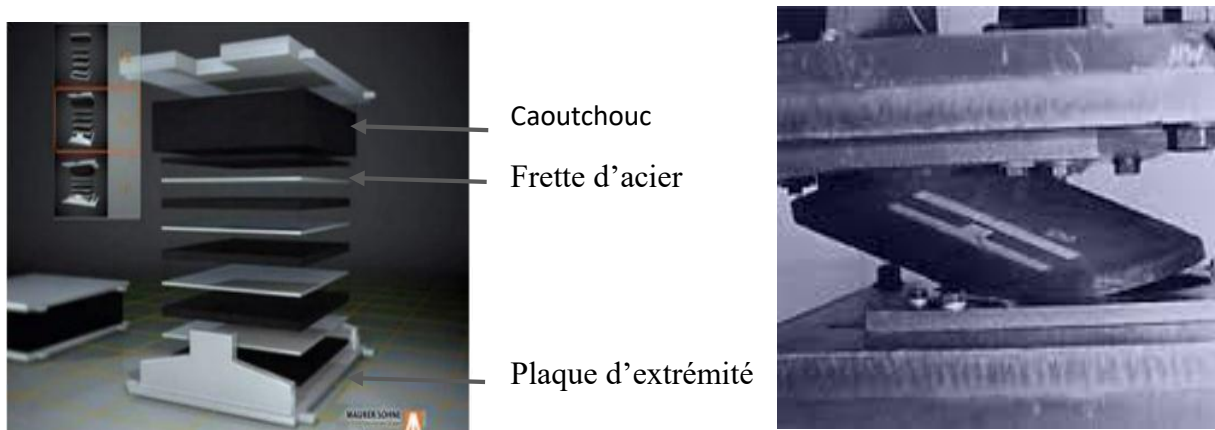


Figure I.12 : Appuis à déformation.

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis en élastomères qui sont utilisés en réalité, tels que l'appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearing), appui en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB (Low Damping Rubber Bearings) et l'appui en élastomère avec noyau de plomb LRB.

I.5.1.1.1. Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB

Les appuis HDRB (figure I.13) ont été principalement développés aux USA, au Japon et en Italie. Ils sont composés de couches alternées de matériau élastomère qui est obtenu après une étape de vulcanisation du latex et de plaques d'acier. Ils fournissent un haut coefficient d'amortissement (supérieur à 10%) ainsi qu'une grande capacité de déplacement et un module de cisaillement réduit. Ces caractéristiques sont obtenues par l'ajout d'additifs de type résine ou huile au matériau élastomère.

Les plaques de renforcement en acier sont complètement incorporées et scellées dans le matériau élastomère et ainsi protégées contre la corrosion. Le caoutchouc est fixé par vulcanisation aux plaques de connexion supérieure et inférieure. Les appuis peuvent également être fournis avec des plaques d'ancrage, permettant ainsi un remplacement plus facile de l'appareil si des travaux de maintenance sont nécessaires [19] [28].



figure I.13 : Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement

I.5.1.1.2. Appuis en élastomère avec noyau de plomb

Les appuis LRB (figure I.14) sont des systèmes à base d'élastomère combinés avec un système d'hystérésis. Cet appui est similaire à l'appui précédent, sauf qu'en plus, il est doté en son centre d'un noyau de plomb généralement cylindrique ainsi les valeurs d'amortissement associées à de tels systèmes sont plus élevées que celles des appuis HDRB (jusqu'à 30%). Ce noyau de plomb travaillera en flexion car il n'est pas flexible comme les élastomères. Le noyau de plomb a pour objectif d'avoir une rigidité initiale lorsqu'il n'y a pas de séisme pour éviter que la structure ne bouge pas sous l'effet du vent ou des vibrations causés par le passage des gens ou bien des voitures par exemple et il joue aussi le rôle d'amortisseur grâce au phénomène d'hystérésis car il travaille en flexion sur le plan horizontal. Cependant, le noyau de plomb a un petit défaut, il transmet les accélérations de haute fréquence, donc réduit l'efficacité de l'isolation [18] [28].

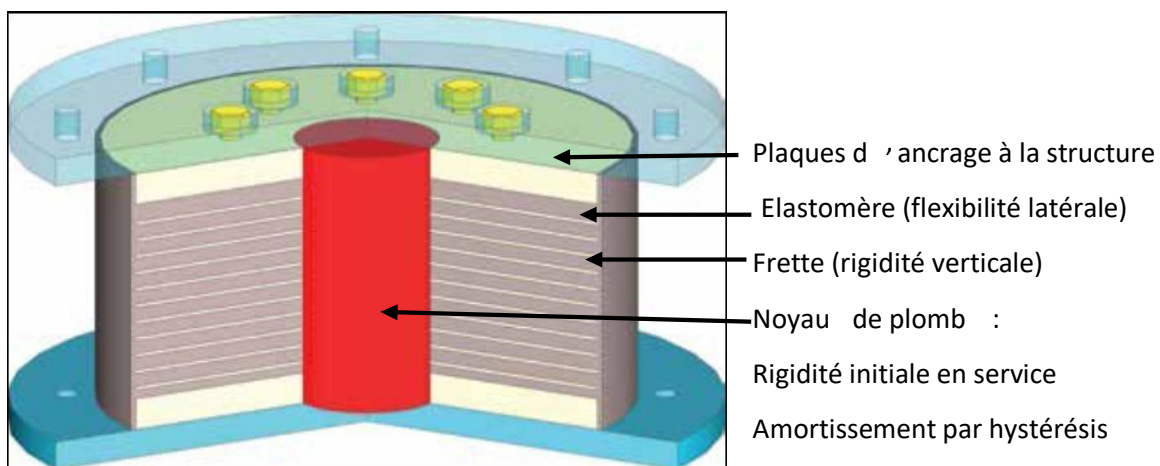


Figure I.14 : Appuis en élastomère avec noyau de plomb [28].

I.5.1.1.3. La norme française NF EN 1337-3

Cette norme définit six types d'appareils d'appuis [29] :

Type A : appareil d'appui à une seule frette enrobée.

Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé.

Type C : appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures.

Type D : appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE.

Type E : appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE (polytétrafluoroéthylène).

Type F : Appareil d'appui non fretté et en bande.

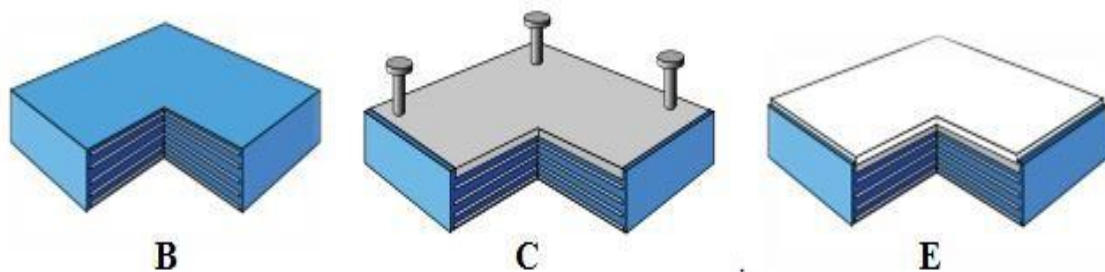


Figure I.15 : Exemples de types d'appareils d'appui

I.5.1.2. Appuis à pot

Les appuis à pot sont fabriqués avec un disque en élastomère au centre d'un assemblage de pièces d'acier. Ils reprennent les efforts verticaux et les efforts horizontaux correspondants, ainsi que les mouvements longitudinaux et transversaux.

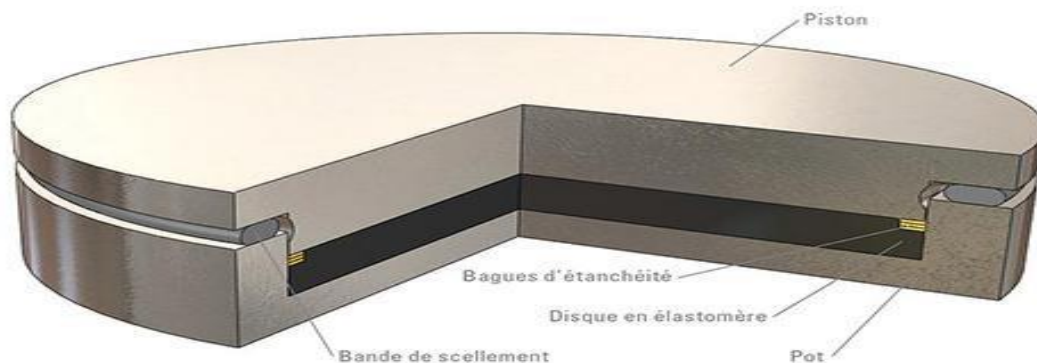


Figure I.16 : Appui à pot

I.5.1.2.1. Les types de l'appui à pot [30]

Dans la littérature, on trouve les types d'appui à pot suivants :

- ❖ Appuis fixes PF ;
- ❖ Appuis multidirectionnels PM ;
- ❖ Appuis multidirectionnels à guidage latéral PMG ;
- ❖ Appuis multidirectionnels à guidage central PCMG ;
- ❖ Appuis avec dispositifs anti-soulèvement ;

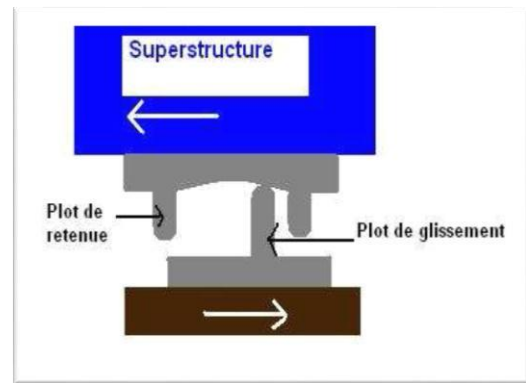


Figure I.17 : Des exemples de l'appui à pot.

I.5.1.3. Appui à glissement

Ce système a un principe similaire à celui des appuis à déformation. Cependant la technique est sensiblement différente, il consiste à isoler les fondations de la structure par une partie mobile, la grande différence est que là, il n'y a pas de matériau qui se déforme mais tous simplement deux blocs glissants l'un contre l'autre. Lors d'un séisme, on laisse la structure glisser contre la fondation à l'aide de contacts de glissement, l'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction.

Horizontale et prendre en compte les rotations par le biais d'une embase sphérique et d'une partie inférieure d'embase de forme concave. De plus, la forme concave de la partie supérieure assure une protection optimale, car même si les forces sont très importantes il n'y a pas d'effet de butée du plot de glissement contre les plots de retenue, car la vitesse est fortement diminuée [23].



figureI.18 : Appuis à glissement

Dans la famille des appuis à glissement, l'appui en pendule glissant (FPS) (figure I.19) est le plus retrouvé. C'est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.

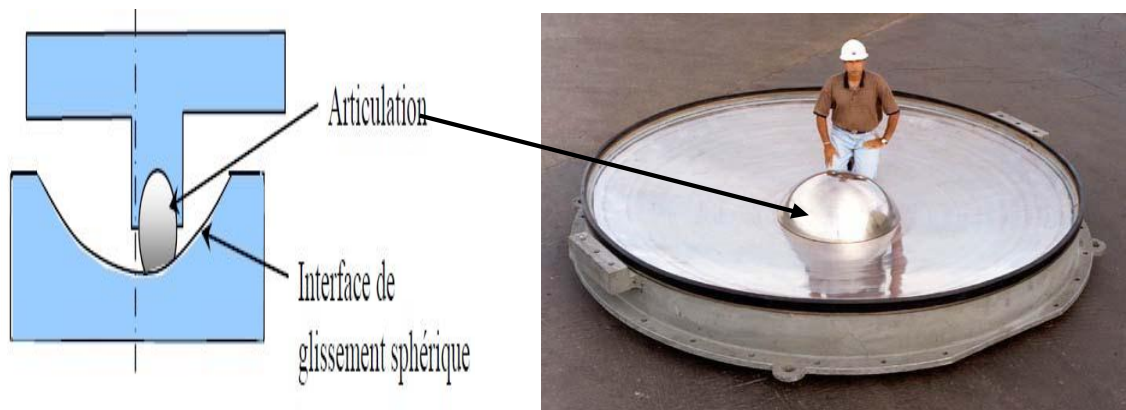


Figure I.19 : Appuis en pendules à glissant FPS

I.5.1.4. Appuis à déformation et à glissement

Ce système d'appuis résulte de l'association de plaques de glissement et des appuis à déformation (figure I.20). Cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers en cas de sols mous. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent ce système de protection sismique est très efficace, il peut produire plusieurs glissements.

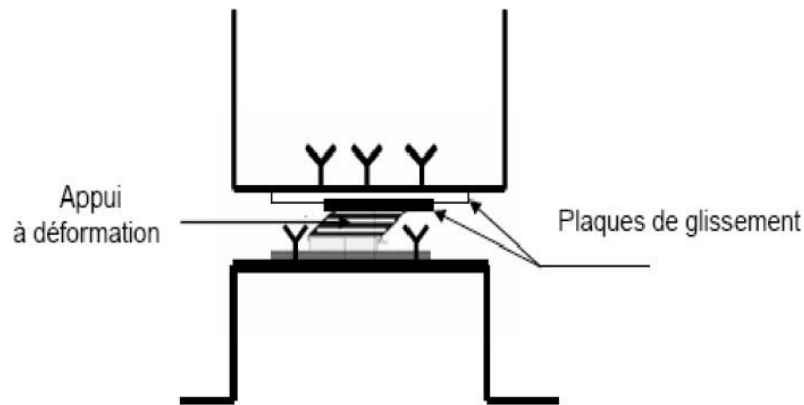


Figure I.20 : Appuis à déformation et glissement

I.5.1.5. Appuis à roulement

Ce système se compose de deux plaques en acier (plates ou incurvées) superposées et séparées des rouleaux (figure I.21). Selon la qualité du matériau du rouleau ou du roulement à billes, la résistance du système peut être suffisante pour contrarier aux charges de services.

Dans la pratique, généralement des billes sont employées pour obtenir une isolation parasismique travaillant dans plusieurs directions, mais, dans certains cas, des tiges sont appliquées pour le découplage unidirectionnel. Les propriétés de ce système sont plus avantageuses par rapport à celles du système de pendule de glissement, parce que le frottement du premier est moins de celui du dernier.

Ce système est souvent utilisé pour la fabrication des machines contenant des vibrations. Et il est rarement utilisé dans les constructions de bâtiments à cause de son inconvénient majeur qui réside dans le blocage (non mobilité) de la bille centrale durant les années sans séisme, qui s'expose à son grippage en perdant sa capacité initiale pour un roulement correct pendant un séisme.

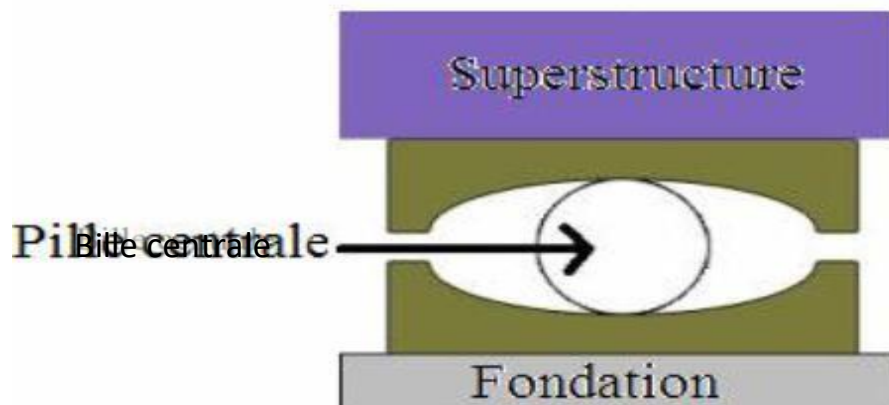


Figure I.21 : Appuis à roulement.

Le principe de fonctionnement est presque identique à celui du système de pendule de glissement. Dans ce système, au lieu d'un glisseur articulé, une bille est employée et mise entre deux surfaces concaves opposantes et le radius de courbure des surfaces concaves, est remplacé dans ce système par le radius de la bille adéquat pour atténuer l'effet séismique. La configuration et la situation initiales sous la charge sismique sont illustrées dans (la figure I.22).

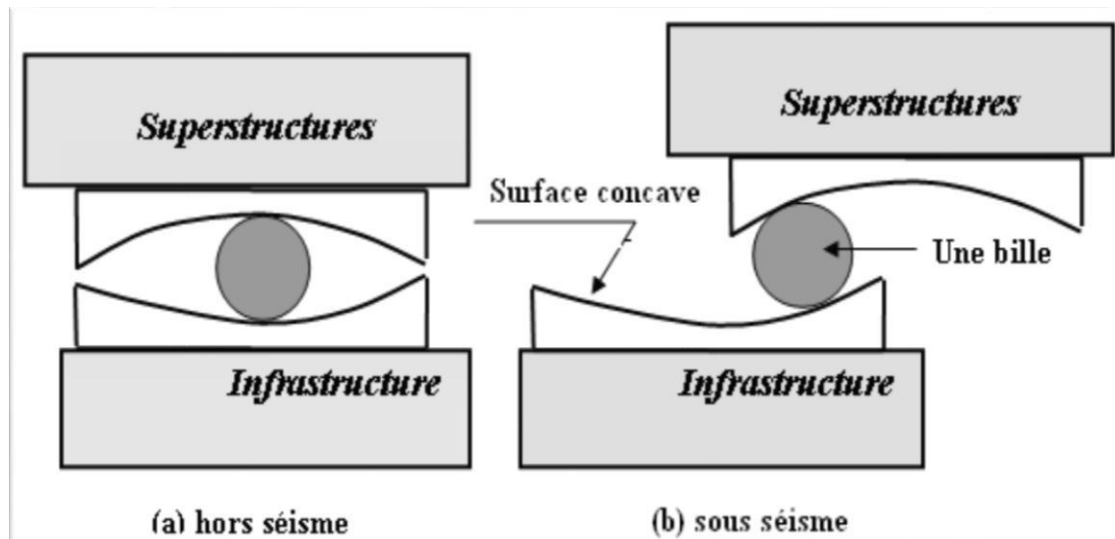


Figure I.22 : Le principe de fonctionnement d'appui à bille.

I.5.2. Amortisseurs parasismiques

Les amortisseurs permettent d'absorber et donc dissiper l'énergie emmagasinée par la structure pendant le tremblement de terre. Ces amortisseurs peuvent être installés dans l'appui antisismique ou bien installés en parallèle. Ils ont pour but de limiter la déformation de l'appui ainsi que le déplacement de la structure.

On distingue différents types de dispositifs :

- ❖ Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) ;
- ❖ Amortisseur hydraulique ;
- ❖ Amortisseur à friction ;
- ❖ Amortisseur de masse accordée TMD (Tuned Mass Damper) ;

I.5.2.1. Amortisseurs hystérésisés (élasto-plastique)

Ce dispositif est constitué de poutre principalement constituée de matériaux très ductiles ; plomb, acier, alliages ductiles... Cette poutre flexible relie les fondations à la structure, elle est encastrée dans les fondations mais pas dans la structure. Ce dispositif n'a pas de fonction

porteuse donc ne joue pas le rôle de pilier sur la structure mais comme une barre de maintien dans les déplacements horizontaux.

Ce système est associé à un appui parasismique « appui à déformation ou élastomère » (figure I. 23). Il est surtout utilisé comme aide à l'isolation pour absorber une partie du déplacement vertical et diminuer celui-ci en exerçant une résistance aux déplacements horizontaux et non verticaux. Il ne demande pas d'entretien, et leur utilisation est facile [23][25].

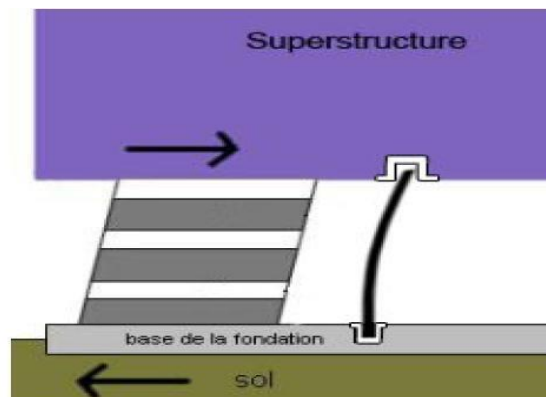


Figure I.23 : Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).

I.5.2.2. Amortisseur hydraulique

Ces systèmes sont constitués de tube cylindrique dans lequel une pièce mobile sépare le volume du cylindre en deux chambres isolées l'une de l'autre (figure I. 24). La tige est plongée dans un fluide très dense comme l'huile hydraulique, le bitume ou la pâte silicone, pour permettre le déplacement de longue durée et pour absorber une grande quantité d'énergie provoquée par le mouvement sismique. Ils permettent à la superstructure de reprendre sa position initiale après un séisme sans dommages. L'inconvénient de ces amortisseurs est l'influence de la température du fluide sur la sa densité [23].



Figure I.24 : Amortisseur hydraulique..

I.5.1.3 Amortisseur à friction

Le principe des amortisseurs de types frottement sec est de dissiper le maximum de l'énergie exercée lors du chargement dynamique et de l'emmagasiner sous forme d'énergie thermique par friction. Ils sont placés à des endroits stratégiques de la superstructure (figure I.25) pour assurer une meilleure résistance aux séismes [23].

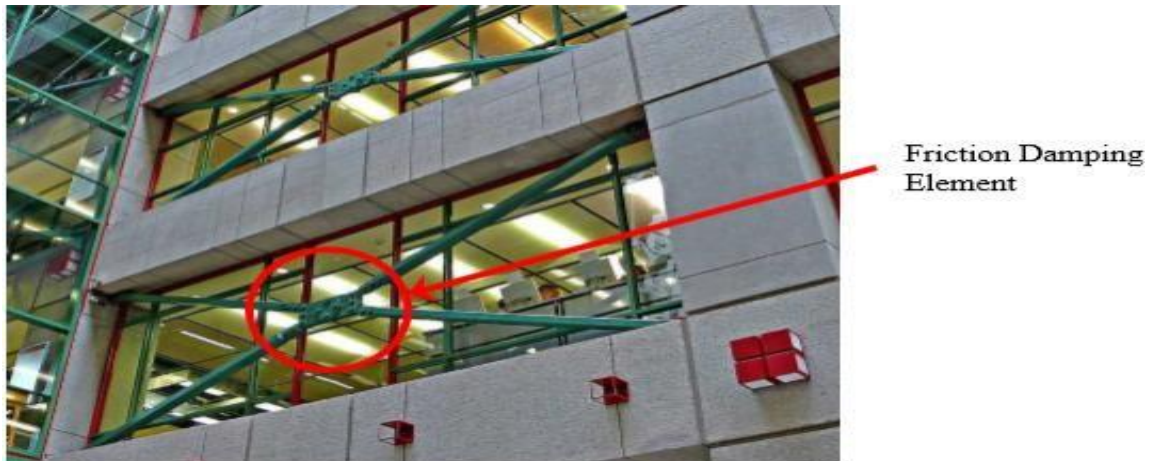


Figure I.25 : Amortisseur à friction 1

I.5.2.4. Amortisseur de masse accordée (TMD)

Ces systèmes sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments, les ouvrages d'art et surtout les buildings de grande hauteur. Ces dispositifs sont retrouvés notamment les grandes tours du monde tel que la Taipei 101 (figure I.26), Burdj Khalifa. Ce dispositif est un concept assez simple mais très efficace et peu coûteux, il s'agit d'un pendule. En effet une grosse masse est reliée à la structure par des ressorts ou bien des câbles. Quand un séisme frappe la base de la tour elle se met à osciller c'est ainsi que le pendule qui est un dispositif oscillatoire va absorber cette énergie en oscillant dans le mouvement inverse de la tour [33][34].



Figure I.26 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (tour de Taipei 101) Taiwan.

I.6. Choix entre types d'appuis parasismiques

L'isolation à la base exige un choix de type d'appui parasismique selon les normes, leurs propriétés, et le coût. Par ailleurs il faut prendre en compte leur efficacité et leurs réparations à long terme. Étant donné que le caoutchouc est un matériau qui se dilate et se rétrécit, donc il est nécessaire d'accomplir des vérifications périodiques dans le but d'assurer sa flexibilité au cours du temps. Par contre, les appuis à roulement et à glissement n'exigent aucun entretien.

En outre, l'état du sol est une autre raison qui influe sur le choix des appuis comme les appuis à déformation qui se détériorent dans les sols mous donc ils perdent leur productivité à long terme. Ainsi les appuis à glissement s'accordent mieux à cause des faibles coefficients de frottement des plaques donc la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement, et leur faible capacité d'amortissement.

I.7. Les avantages de l'isolation parasismique

- ❖ Le degré de protection pouvant être acquérir est très éminent au niveau requis par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal. Les ouvrages restent habituellement exploitables, même après les séismes terribles ;
- ❖ Les dégâts sont faibles ou presque nuls à l'équipement et aux éléments non structuraux ;
- ❖ En principe après un séisme les appuis restent immaculés et sont opérationnels face aux nouvelles secousses ;
- ❖ La diminution des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien maîtrisé et plus fiable que celui des constructions habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font concept d'hypothèses approximatives ;
- ❖ Les inconvénients associés à une forme dissymétrique ou complexe des structures sont restreints, car leur comportement sur appuis dépend principalement de la répartition de la rigidité de ces derniers et non plus de celle du bâtiment.

I.8. Les inconvénients de l'isolation parasismique

- ❖ Les bâtiments construits sur des appuis parasismiques (escaliers, tuyauterie,...) ou reliant la structure avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,...) doivent être élaborés de façon à admettre sans préjudices les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces proportions sont impérieuses dans le cas des réseaux de gaz, de défense contre l'incendie et des réseaux recevant des fluides polluants ;
- ❖ La largeur des joints de séparation entre deux bâtiments doit être considérable car les déplacements des blocs pouvant atteindre des valeurs décimétriques ;
- ❖ Les changements à venir de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas rectifier d'une façon expressive le comportement dynamique original du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des appuis, sous peine de provoquer des montants d'adaptation élevés ;

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le concept général des isolateurs à la base et ses différents sous-systèmes (appuis parasismiques et amortissements) en dotant leurs importantes caractéristiques, leurs comportements, leurs avantages et inconvénients ainsi que leurs effets sous l'action sismique. Dans le chapitre qui suit, on va présenter la méthodologie de dimensionnement de ces appuis selon le code américain (UBC97) en notant aussi la procédure d'analyse dynamique des structures à base isolée.

Les informations déduites dans cette partie seront exploitées dans les chapitres qui suivent.

I.1. Introduction

Comme on a vu dans le premier chapitre que l'isolation sismique est une technologie qui est en mesure de fournir une protection sismique aux structures avec succès et son utilisation a été largement acceptée comme stratégie utile pour la conception d'installations importante.

Ce chapitre est divisé en deux parties ; la première partie concerne le fonctionnement et les équations mathématiques et analytiques des appuis parasismiques, tandis que la deuxième partie est dédiée aux méthodes d'analyse et dimensionnement de ces appuis selon le code américain UBC97.

II.2. Le fonctionnement des appuis parasismiques

Dans cette partie, on va convertir le principe de fonctionnement des appareils d'appui en un modèle mathématique afin d'écrire les équations de mouvement. Ceci en vue d'analyser le comportement du système (l'isolation + superstructure).

II.2.1. Appuis à déformation

On définit les équations de mouvements des appuis parasismiques à déformation définis au chapitre I. Il s'agit du LDRB et le LRB.

II.2.1.1. Appuis en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB

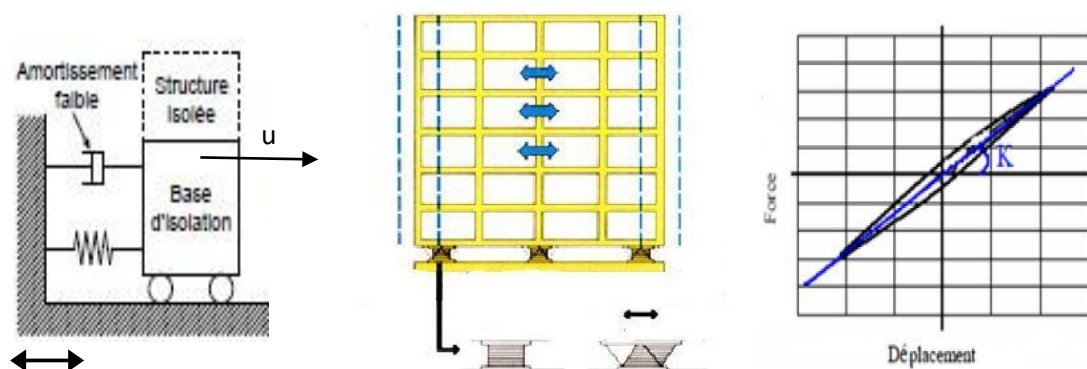


figure II.1 : Principe et fonctionnement de LRB

Chapitre II : La théorie de l'isolation sismique

L'équation du mouvement est :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = 0 \quad (\text{II.1})$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad \rightarrow \quad \ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g \quad (\text{II.2})$$

Où :

m : La masse de la superstructure.

ξ : coefficient d'amortissement

ω : pulsation propre.

$\ddot{u}_g$: L'accélération du sol.

II.2.1.2. Appuis en élastomère à fort amortissement

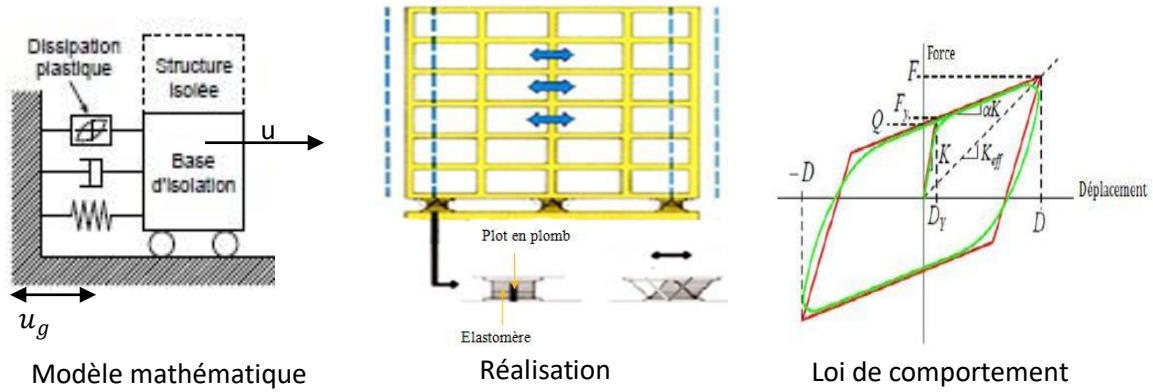


Figure II.2 : Principe et fonctionnement de LRB

L'équation du mouvement :

$$m\ddot{u} + c_{eq}\dot{u} + k_{eff}u = -m\ddot{u}_g \quad (\text{II.3})$$

k_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation donnée par la formule suivante :

$$K_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{D^+ - D^-} \quad (\text{II.4})$$

c_{eq} : Le coefficient d'amortissement équivalent, défini par :

$$c_{eq} = 2\xi_{eq}\sqrt{mk_{eff}} \quad (\text{II.5})$$

$$2\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \left[\left(\frac{\Delta E}{k_{eff}(|D^+| + |D^-|)^2} \right) \right] \quad (\text{II.6})$$

Où :

ΔE : L'énergie totale dissipée.

D : Le déplacement de conception.

II.2.2. Appuis à glissement

Les appuis à glissement qu'on va présenter dans cette section, sont les FP et les FPS.

II.2.2.1. Appuis à frottement pur FP

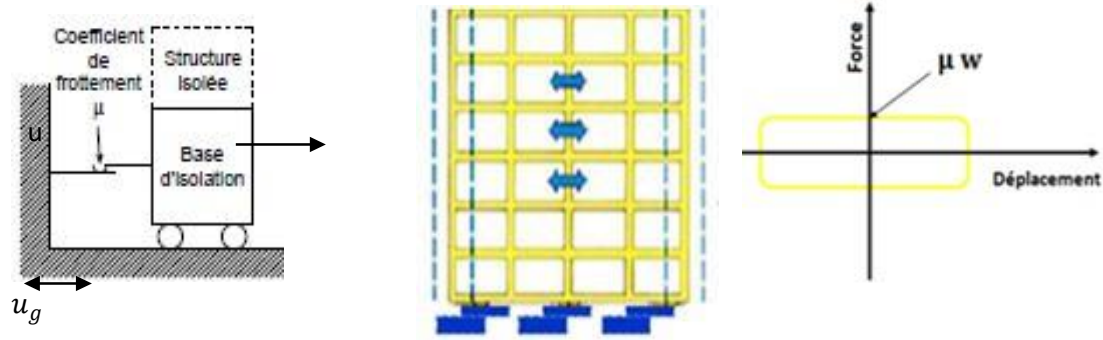


Figure II.3 : Principe et fonctionnement de FP

Pendant la phase de glissement, le mouvement est décrit par l'équation suivante :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F_f = 0 \quad (\text{II.7})$$

La force de frottement dans les plaques est donnée par la formule suivante :

$$F_f = \mu mg \operatorname{sgn}(\dot{u}) \quad (\text{II.8})$$

L'équation de mouvement du système devient :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + \mu mg \operatorname{sgn}(\dot{u}) = 0 \quad (\text{II.9})$$

$$\ddot{u} + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{u}) = -\ddot{u}_g \quad (\text{II.10})$$

Où :

μ : Le coefficient de frottement.

g : L'accélération de la pesanteur.

$\operatorname{sgn}(\dot{u})$: Le signe de la direction de la vitesse tel que :

$$\text{Si } \dot{u} > 0 \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = +1$$

$$\text{Si } \dot{u} < 0 \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = -1$$

$$\text{Si } \dot{u} = 0 \quad \operatorname{sgn}(\dot{u}) = 0$$

$\mu g - \ddot{u}_g \geq 0$: Cette relation exprime la condition d'attachement, si cette condition n'est pas vérifiée, il y aura glissement.

II.2.2.2. Appuis en pendules glissants FPS

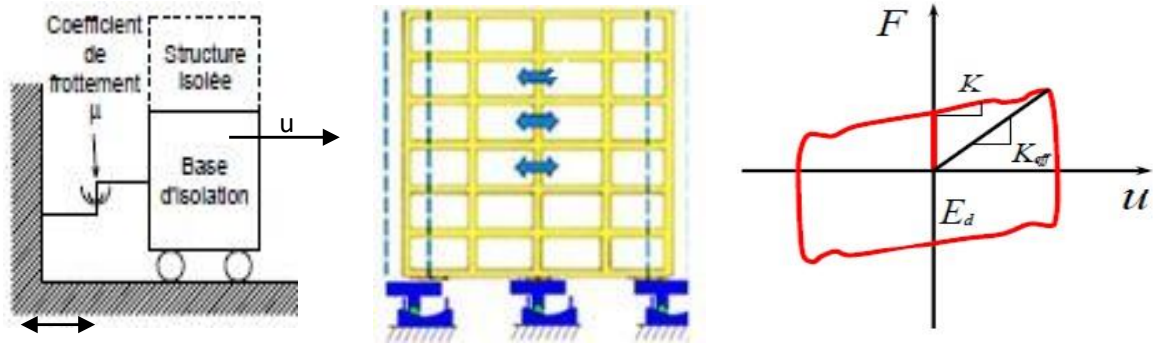


Figure II.4 : Principe et fonctionnement de FPS

La force latérale développée dans ce système est :

$$F = \frac{W}{R} u + \mu W \text{sgn}(\dot{u}) \quad (\text{II.11})$$

Où :

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure.

L'équation du mouvement est :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad (\text{II.12})$$

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + \frac{W}{R} u + \mu W \text{sgn}(\dot{u}) = 0 \quad (\text{II.13})$$

Remarque :

Le rapport de rigidité est donné par le poids et le rayon de courbure ; donc on aura l'équation suivante :

$$m\ddot{u} + \omega^2 u + \mu W \text{sgn}(\ddot{u}) = -m\ddot{u}_g \quad (\text{II.14})$$

Où :

$$\omega^2 = \frac{g}{R}$$

II.2.3. Modèle de calcul de structure isolée

Pour comprendre le comportement des structures isolées qui sont considérées comme des systèmes de plusieurs degrés de liberté, il est utile de faire une analyse par un modèle simplifié à 2 DDL présenté sur (la figure II.5).

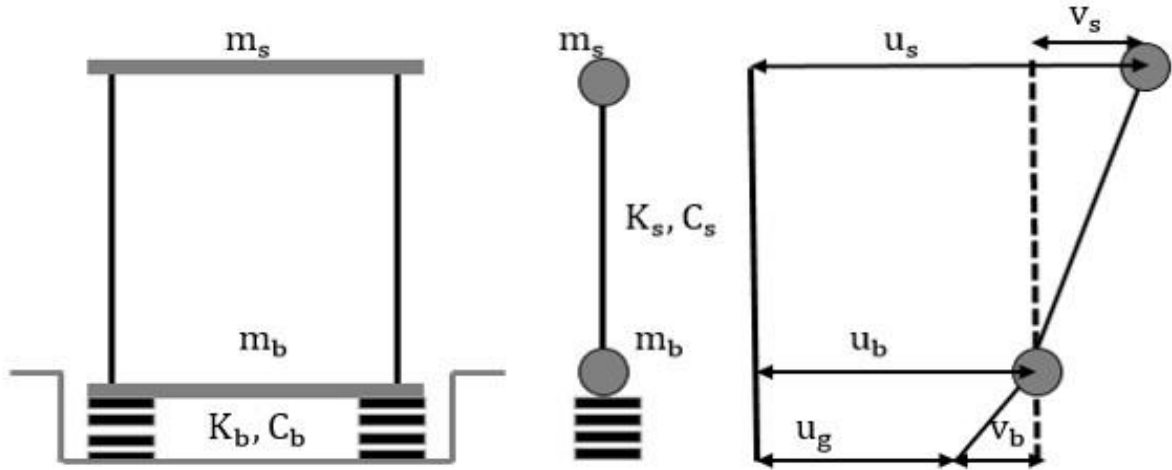


Figure II.5 : Modèle de structure isolée

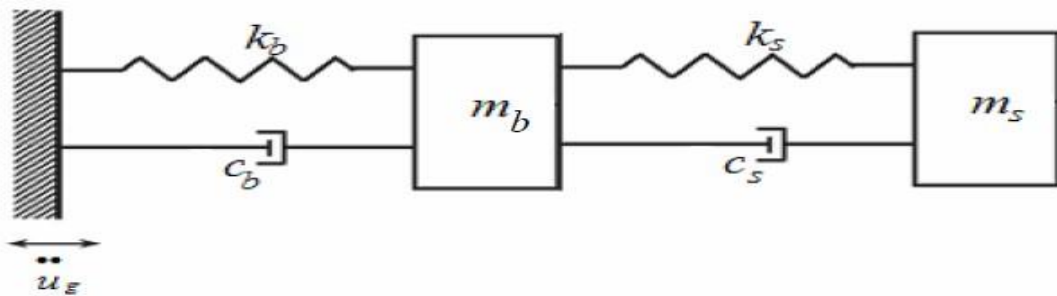


Figure II.6 : Modèle mathématique

Avec : u_b , u_s sont les déplacements absolus de m_b et m_s respectivement. v_b , v_s sont les déplacements relatifs de m_b et m_s respectivement.
 $\ddot{u}_g$ est l'accélération du sol.

Où :

$$\begin{cases} v_s = u_s - u_b \\ v_b = u_b - u_g \end{cases}$$

Les équations du mouvement :

Les équations du mouvement du modèle structural, une fois excitée par un séisme en termes de déplacements absolus sont :

$$m_s \ddot{u}_s + C_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) + K_s(u_s - u_b) = 0 \quad (\text{II.15})$$

$$m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + C_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) + K_b(u_b - u_g) = 0 \quad (\text{II.16})$$

D'où en termes de déplacements relatifs, les équations précédentes deviennent :

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + C_s(\dot{v}_s + \dot{u}_b - \dot{u}_b) + K_s(v_s + u_b - u_b) = 0 \quad (\text{II.17})$$

$$m_s(\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + m_b(\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + C_s(\dot{v}_b + \dot{u}_g - \dot{u}_g) + K_b(v_b + u_g - u_g) = 0$$

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + C_s \dot{v}_s + K_s v_s = -m_s \quad (\text{II.18})$$

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_b + C_b \dot{v}_b + K_b v_b = -(m_s + m_b) \ddot{u}_g$$

Sous forme matricielle, les équations du mouvement deviennent :

$$[M]\{\ddot{V}\} + [C]\{\dot{V}\} + [K]\{V\} = [M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (\text{II.19})$$

Où :

$$\begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$

Avec :

$$M = m_s + m_b$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{m_s}{M}, \omega_s^2 = \frac{K_s}{m_s}, \omega_b^2 = \frac{K_b}{M}$$

Où :

Les facteurs d'amortissement ξ_b et ξ_s sont donnés par :

$$2\omega_b \xi_b = \frac{C_b}{m + m_b} \text{ et } 2\omega_s \xi_s = \frac{C_s}{m}$$

Les équations de mouvement deviennent :

$$\ddot{v}_b + \gamma \ddot{v}_s + 2\omega_b \xi_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (\text{II.20})$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2\omega_s \xi_s \dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad (\text{II.21})$$

$$\begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\omega_b \xi_b & 0 \\ 0 & 2\omega_s \xi_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$

Les pulsations propres sont déterminées par la relation suivante :

$$\det([k] - \omega_n^2 [M]) = 0 \quad (\text{II.22})$$

$$\det \left(\begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \right) = 0 \rightarrow \det \left(\begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \right) = 0$$

L'équation caractéristique pour la détermination des pulsations propres ω_n est donnée par

:

$$(1 - \gamma)\omega_n^4 - (\omega_s^2 - \omega_b^2)\omega_n^2 + \omega_s^2 \omega_b^2 = 0 \quad (\text{II.23})$$

Les solutions de cette équation sont alors :

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) - [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_s^2\omega_b^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{II.24})$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) + [(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_s^2\omega_b^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (\text{II.25})$$

Posons $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2}$ qui varie entre 10^{-1} et 10^{-2} vu que $\omega_b \ll \omega_s$

Les deux équations de ω_1 et ω_2 , en tenant compte de ε , se réduisent à :

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad (\text{II.26})$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} (1 + \gamma\varepsilon) \quad (\text{II.27})$$

Du fait que ε est de l'ordre de 10^{-2} , il peut être suffisamment précis dans beaucoup de cas de prendre comme approximation pour ω_1 et ω_2 les premiers termes :

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \quad (\text{II.28})$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} (1 + \gamma\varepsilon) \quad (\text{II.29})$$

Les modes propres de vibration de la structure associés aux fréquences approximatives sont déterminés par l'équation suivante :

$$([k] - \omega_n^2[M])\{\phi_n\} = \{0\} \quad (\text{II.30})$$

$$\left(\begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = 0$$

$$(\omega_b^2 - \omega_n^2)\phi_b^n - \omega_n^2\gamma\phi_s^n = 0 \quad (\text{II.31})$$

$$-\omega_n^2\phi_b^n + (\omega_s^2 - \omega_n^2)\phi_s^n = 0 \quad (\text{II.32})$$

Le premier mode $\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$ correspond à la pulsation ω_2 .

Le deuxième mode $\phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{1 - (1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \end{Bmatrix}$ correspond à la pulsation ω_1

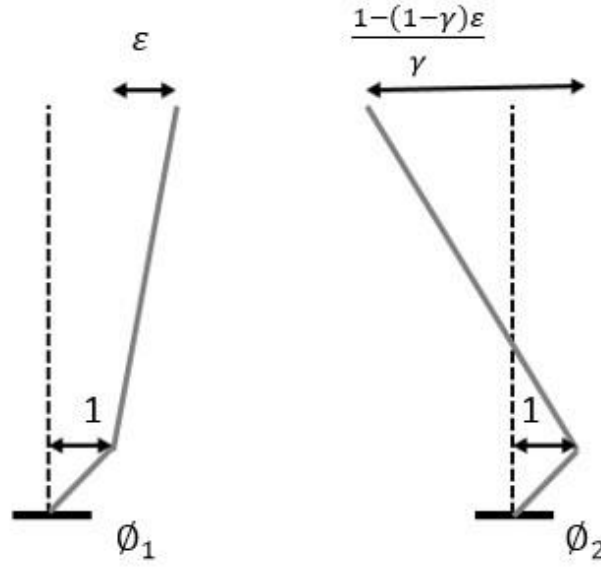


Figure II.7 : La forme des modes propres de la structure isolée

Après que les deux modes sont obtenus, les déplacements relatifs v_b , v_s peuvent être écrits comme suit :

$$\begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_b^1 & \phi_b^2 \\ \phi_s^1 & \phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix}$$

q_1 , q_2 : Coefficients modaux dépendants du temps, ils sont donnés par :

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\tau\omega_1\beta_1} \sin \omega_1 \tau d\tau \quad (II.33)$$

$$q_2 = \frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\tau\omega_2\beta_2} \sin \omega_2 \tau d\tau \quad (II.34)$$

L_1 , L_2 : Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse, ils sont donnés par :

$$\begin{cases} L_1 = 1 - \gamma\epsilon \\ L_2 = \gamma\epsilon \end{cases}$$

Du fait que, $\gamma < 1$ et que ϵ est de l'ordre de 10^{-2} , le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne la déformation dans la structure est très petit.

Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité des systèmes d'isolation, car quand la valeur de la fréquence du deuxième mode est translatée à une valeur plus élevée que celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs isole la structure du mouvement fort du séisme.

β_1, β_2 : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation, ils sont donnés par :

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right) \quad \text{et} \quad \beta_2 = \frac{1}{(1-\gamma)^{\frac{1}{2}}} \left(\beta_s + \gamma \beta_b \varepsilon^{\frac{1}{2}}\right) \quad (\text{II.35})$$

Par la suite, les valeurs maximales de q_1 et q_2 sont données par :

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad \text{et} \quad |q_2|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad (\text{II.36})$$

Où :

$S_D(\omega, \beta)$: Le déplacement spectral du mouvement du sol.

Ainsi, les déplacements v_s, v_b maximums sont donnés par :

$$|v_s|_{\max} = \varepsilon S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (\text{II.37})$$

$$|v_b|_{\max} = S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (\text{II.38})$$

En fin les forces sismiques F_s, F_b sont données par :

$$F_s = m_s \{S_A^2(\omega_1, \beta_1) + \varepsilon^2 (1 - \gamma)^2 (1 - 2\varepsilon)^2 S_A^2(\omega_2, \beta_2)\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.39})$$

$$F_b = m_b \omega_b^2 \left\{ (1 - \gamma \varepsilon)^2 \frac{S_A^2(\omega_1, \beta_1)}{\omega_1^4} + \gamma \varepsilon^2 \frac{S_A^2(\omega_2, \beta_2)}{\omega_2^4} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{II.40})$$

II.3. Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs

Le principe d'isolation à la base a été utilisé dans de nombreux pays. La réalisation des appareils d'appuis parasismiques a connu une activité sur le plan commercial.

II.3.1. Description des codes parasismiques

Les règlements parasismiques se diffèrent d'un pays à un autre selon l'aléa sismique, les méthodes de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

En Algérie, la dernière version du règlement parasismique Algérien est le RPA 99 version 2003, qui expose les principes généraux de conception et de calcul pour l'étude des ouvrages vis-à-vis des séismes.

Ainsi, le code ne fournit aucune note sur le calcul des bâtiments à bases isolées. C'est la raison pour laquelle qu'on doit faire recours à d'autres règlements mondiaux pour régir les calculs sur les structures isolées, on a choisi le code américain UBC-97, le plus utilisé.

Le code UBC97 (the Uniform Building Code) prescrit que le système d'isolation doit être stable pour le déplacement requis, et avoir des propriétés qui ne se dégradent pas sous le chargement cyclique répété. Le concept du code est de contrôler les dommages causés à la structure et de son contenu en prenant comme avantage le fait que l'isolation sismique permet une réponse élastique dans la structure.

II.3.2. Les niveaux d'intensité du mouvement sismique

L'UBC-97 adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

II.3.2.1. Le tremblement de terre de conception

Le tremblement de terre de conception DBE (Design Basis Earthquake) terme utilisé principalement pour les bâtiments et pour concevoir le système d'isolation. Ce niveau du séisme a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans ; la période de retour dans les codes de construction est généralement de 475 ans mais dans les nouveaux codes de construction aux états unis et au canada la période de retour de référence est de 2500 ans [6].

II.3.2.2. Les tremblements de terre maximum MCE

Les tremblements de terre maximums MCE (Maximum Credible Earthquake) correspondent au niveau maximum de séisme qui peut être envisagé sur un site où se trouve la structure. Le MCE a une probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans avec une période de retour de 10 000 ans pour les zones de faible à modérée sismicités. Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation [6].

Le séisme de référence est généralement défini par les paramètres macrosismiques suivant ; intensité épiscoptrale, profondeur focale, distance épiscoptrale et sismicité induite par le site.

II.3.3. Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées

Toutes les méthodes d'analyse d'une structure à base fixe permettent le calcul des forces sismiques d'une structure isolée mais avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Pour cela, on a adopté les recommandations du code Américain UBC 97. Les structures isolées à la base peuvent être analysées suivant trois approches différentes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

II.3.3.1. La méthode statique équivalente

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions préconisées par le code UBC97 :

- La structure est située au moins 10 kilomètres de tous les failles actives.
- La structure est située sur des profils de sol de type : S_A (Très rocheux), S_B (Rocheux), S_C (Sol très dense et roche molle) ou S_D (Profil de sol raide).
- La structure au-dessus de l'interface d'isolation est égale à ou moins de quatre étages ou de 20 m de hauteur.
- La période effective maximale du système d'isolation T_M est égale à ou moins 3 secondes.
- La période effective de conception du système de l'isolation T_D est plus grande trois fois que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du système d'isolation est de configuration régulière.

Le système d'isolation est défini par tous les attributs suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est plus grande qu'un tiers de la rigidité effective à 20% du déplacement de conception.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de reconstitution.
- Le système d'isolation a des propriétés de force-déplacement qui sont indépendantes du taux de chargement.
- Le système d'isolation a des propriétés de force-déplacement qui sont indépendantes de la charge verticale bilatérale.

Caractéristique de déformation du système d'isolation :

- Les déplacements et les forces latérales minimums de conception de tremblement de terre sur les structures du système d'isolation seront basés sur les caractéristiques de déformation du système.
- Les caractéristiques de déformation du système d'isolation incluront explicitement les effets du système de vent-contrainte si un tel système est employé pour répondre aux exigences de conception de ce document.
- Les caractéristiques de déformation du système d'isolation seront basées sur les essais correctement justifiés selon le code UBC 97.

a/ Les périodes effectives de la structure

❖ La période effective de conception du système de l'isolation T_D

T_D : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE calculé selon la formule suivante :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} g}} \quad (II.41)$$

❖ La période effective maximale du système d'isolation T_M

T_M : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre maximum MCE calculé selon la formule suivante :

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin} g}} \quad (II.42)$$

Avec g : Accélération de la pesanteur.

W : Poids de la structure.

K_{Dmin} et K_{Mmin} : Les valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,eff}$ et $K_{M,eff}$ du système d'isolation en kips/inch (KN/mm) correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement dans la direction horizontale. Elles sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype.

Les valeurs minimales des rigidités effectives sont données par les équations suivantes :

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad (II.43)$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad (II.44)$$

Avec

F_D^+ , F_D^- , F_M^+ , F_M^- , D_D^+ , D_D^- , D_M^+ et D_M^- : sont respectivement les forces et les déplacements maximums ou minimums correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototypes employés dans les essais sous chargements cycliques.

Les rigidités $K_{D,min}$, $K_{D,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{D,eff}$ correspondant au déplacement minimum de conception D_D et $K_{M,min}$, $K_{M,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M,eff}$ correspondant au déplacement maximum D_M .

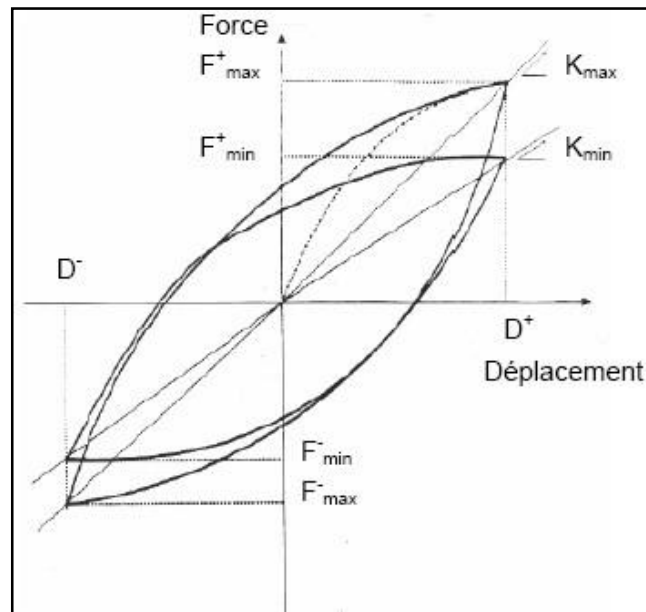


Figure II.8 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique

b/ Les déplacements latéraux minimums

❖ Déplacement de conception :

Le système d'isolation sera conçu et construit pour résister aux déplacements latéraux minimums de tremblement de terre qui agit en direction de chacune des axes horizontaux principaux de la structure selon la formule suivante :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (\text{II.45})$$

❖ Déplacement maximum :

Le déplacement maximum du système d'isolation, D_M , dans la direction la plus critique de la réponse horizontale sera calculé selon la formule :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (\text{II.46})$$

Avec

C_{VD} et C_{VM} : Coefficients sismiques.

B_D et B_M : Coefficients d'amortissement.

C_{VD} est en fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol. Il est donné selon l'UBC 97 (chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-R) comme suit :

Tableau II.1 : Coefficient sismique C_{VD}

Type de profil de sol	Facteurs de zone sismique				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 N_v
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4 N_v
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 N_v
S_D	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64 N_v
S_E	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96 N_v

Z : Coefficient de zone sismique, ses valeurs sont données selon UBC 97 (chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-I) comme suit :

Tableau II.2 : Facteur de la zone sismique

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

N_V : Coefficient de proximité de la faille active. Il est en fonction de type de la faille sismique. Ces valeurs sont données selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 5, tableau 16-T) comme suit :

Tableau II.3 : Facteur de proximité de faille active N_V

Type de faille sismique	Proximité de la faille active			
	$\leq 2 \text{ Km}$	5 Km	10 Km	$\geq 15 \text{ Km}$
A	2	1,6	1,2	1
B	1,6	1,2	1	1
C	1	1	1	1

A, B, C : sont les types de la faille sismique. Ils sont en fonction de Magnitude de moment maximum M et Taux de glissement sismique moyen annuel SR.

Tableau II.4 : Types de failles sismiques

Type de failles sismiques	M	SR
A : Failles capables de produire de grandes magnitudes et ont un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7,0$	$SR \geq 7,0$
B : Tout autre type de faille hors A et C	$M \geq 7,0$	$SR < 5$
	$M < 7,0$	$SR > 2$
	$M \geq 6,5$	$SR < 2$
C : Failles capables de produire des magnitudes modérées avec un taux relativement faible de l'activité sismique	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

C_{VM} est en fonction du type de profil de sol et de l'intensité maximum capable de tremblement de terre $M_M Z N_V$. Il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-G) comme suit :

Tableau II.5 : Coefficients sismiques C_{vm}

Type de profil de sol	L'intensité maximum capable de tremblement de terre				
	$M_M Z N_V$ = 0,075	$M_M Z N_V$ = 0,15	$M_M Z N_V$ = 0,20	$M_M Z N_V$ = 0,30	$M_M Z N_V$ ≥ 0,40
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,8 $M_M Z N_V$
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	1,0 $M_M Z N_V$
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	1,4 $M_M Z N_V$
S_D	0,18	0,32	0,40	0,54	1,6 $M_M Z N_V$
S_E	0,26	0,50	0,64	0,84	2,4 $M_M Z N_V$

M_M : Coefficient de réponse au séisme capable maximum. Il est en fonction d'intensité de tremblement de terre de conception $Z N_V$. Il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-D) comme ci-après :

Tableau II.6 : Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M

$Z N_V$	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40	≥ 0,50
M_M	2,67	2,0	1,75	1,5	1,25	1,20

B_D et B_M : Les Coefficients d'amortissement sont donnés en termes d'amortissement effectif β correspondant respectivement au tremblement de terre de conception et maximum DBE et MCE. Il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-C) comme suit :

Tableau II.7 : Les coefficients d'amortissement B_D et B_M

β	≤ 2%	5%	10%	20%	30%	40%	50%
B_D, B_M	0,8	1,0	1,2	1,5	1,7	1,9	2

- Déplacement total :**

Le déplacement total de la conception D_{TD} et le déplacement total maximum D_{TM} des éléments, dû à la torsion réelle et accidentelle. Cette dernière est calculée en fonction de la distribution spatiale de la rigidité latérale du système d'isolation et l'emplacement le plus désavantageux de l'excentricité de masse.

Remarque :

D_{TD} et D_{TM} ne seront pas pris en tant que moins que cela prescrit par les formules :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_D \quad (II.47)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_M \quad (II.48)$$

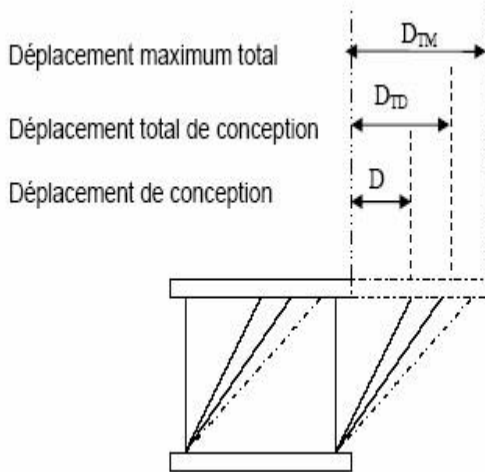


Figure II.9 : Déplacements du système

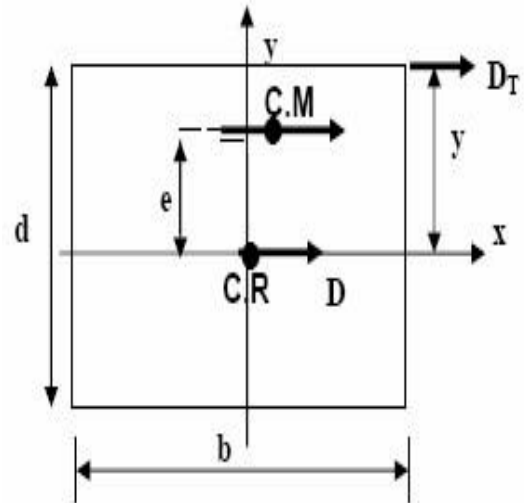


Figure II.10 : Dimensions en plan

c/ Les forces sismiques

Les systèmes d'isolations et tous les éléments structuraux au-dessus du système d'isolation seront conçus et construits pour résister à une force sismique latérale minimum V_b , en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée :

$$V_b = K_{Dmax} D_D \quad (II.49)$$

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à :

$$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I} \quad (II.50)$$

Où :

R_I : Facteur basé sur le type de système de la force latérale résistant utilisé pour la structure au-dessus du système d'isolation. Selon UBC 97 : $1.6 < R_I < 2.0$

❖ La force sismique V_s ne devrait pas être prise inférieure à :

- La force de conception correspondante à la charge du vent.
- La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5.

❖ Distribution verticale de la force sismique :

Toute la force sera répartie sur la structure au-dessus de l'interface d'isolation selon la formule :

$$F_x = \frac{V_s W_x h_x}{\sum_{i=0}^n W_i h_i} \quad (II.51)$$

Où :

W_x et W_i : Poids des niveaux x et i respectivement.

h_x et h_i : Hauteurs des niveaux x et i respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

À chaque niveau indiqué comme x , la force F_x appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse au niveau. Les efforts dans chaque élément seront calculés comme effet de la force F_x , appliqué aux niveaux appropriés au-dessus de la base.

d/ Les déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système d'isolation ne dépassera pas le rapport :

$$\frac{0.01}{R_I} \quad (II.52)$$

II.3.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode, à l'opposé de la méthode statique équivalente, elle permet d'analyser de nombreuses structures isolées. Elle est exigée dans le cas où la régularité de la structure est au-dessus du plan d'isolation. Également, la superstructure doit être de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.

- La période effective de la structure isolée (t_d) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($t_d > 3 t_f$).

a/ les déplacements

Le déplacement total de conception du système d'isolation ne doit pas être pris inférieur à 90% de D_{TD} calculé à la méthode statique équivalente.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9 D_D$$

Le déplacement maximal du système d'isolation ne doit pas être pris inférieur à 80% de D_{TM} calculé à la méthode statique équivalente.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8 D_M$$

Les deux déplacements selon le code UBC97 seront évalués en utilisant les valeurs du D_{TD} et D_{TM} pour déterminer l'accordance, exception en remplaçant D_D par D'_D et D_M par D'_M selon les formules suivantes :

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^E}} \quad (II.53)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (II.54)$$

Où :

T est la période de la structure à base fixe calculée auparavant.

Remarque :

Cette réduction tient compte de la flexibilité de la superstructure parce que les formules statiques supposent que la superstructure est rigide, par contre n'importe quelle flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à diminuer le déplacement dans le système d'isolation.

b/ les forces sismiques

- La force sismique du système d'isolation ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b .
- La force sismique calculée pour une structure de configuration régulière, peut être prise inférieure à 80% de V_s mais pas inférieure à 60% de V_s .

c/ les déplacements inter-étages

Le déplacement inter étage correspond à la fore latérale de conception, y compris le déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation ne dépassera pas la limite du rapport :

$$\frac{0.015}{R_I} \quad (II.55)$$

II.3.3.3. La méthode d'analyse par accélérogrammes

Le principe d'analyse dynamique par accélérogramme, est d'étudier l'effet des forces sur la structure en fonction du temps. Elle est convenable en particulier pour les systèmes d'isolation qui ne répondent pas aux conditions des méthodes citées auparavant.

Pour une étude sismique, cette méthode est la plus précise, pour le calcul nonlinéaire des structures isolées. Elle exige l'utilisation d'un ou des accélérogrammes ainsi la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse.

❖ **Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme dans les cas suivants :**

- La structure située sur un site de classe *E* (sols meubles ; mouvement de longue période) ou *F* (sols sujets aux problèmes de liquéfaction).
- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (Par ce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse).
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

❖ **Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :**

- Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.
- Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
- Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
- Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
- Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être

combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.

- Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas audessous de 1,3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0,5 T_D$ à $1,25 T_M$ où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
- Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de réponse.

a/ les déplacements

Déplacement total :

Le déplacement total de la conception $D_{TD} : D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9 D_D$

Le déplacement total maximum $D_{TM} : D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8 D_M$

b/ les forces sismiques

- La force sismique pour le système d'isolation ne doit pas être prise inférieure à
- 90% de V_b .
- La force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de V_s et pas inférieure à 60% de V_s si la superstructure, est régulière en plan et en élévation.

c/Les déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système de l'isolation calculé par cette méthode ne dépassera pas la limite du rapport :

$$\frac{0.02}{R_I} \quad (II.56)$$

Tbleau II.8: Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction de l'analyse statique.

Paramètre de conception	Méthode statique	Méthode dynamique	
		Modale spectrale	Temporelle
Déplacement de conception	$D_D = \frac{(\frac{g}{4\pi^2})C_{VD}T_D}{B_D}$		
Déplacement maximum	$D_M = \frac{(\frac{g}{4\pi^2})C_{VM}T_M}{B_M}$		
Déplacement total de la conception	$D_{TD} = D_D [1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2}] \geq 1,1D_D$	$D_{TD} \geq 0,9 D_D$	$D_{TD} \geq 0,9 D_D$
Déplacement total maximum	$D_{TM} = D_M [1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2}] \geq 1,1D_M$	$D_{TM} \geq 0,8 D_D$	$D_{TM} \geq 0,8 D_D$
Force sismique pour le système d'isolation	$V_b = K_{Dmax}D_D$	$\geq 0,8 V_b$	$\geq 0,9 V_b$
Force sismique pour une structure régulière	$V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_I}$	$\geq 0,8 V_b$	$\geq 0,6 V_b$
Force sismique pour une structure irrégulière	$V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_I}$	$\geq 1,0 V_b$	$\geq 1,0 V_b$
Déplacement inter-étages	$\leq \frac{0.01}{R_I}$	$\leq \frac{0.015}{R_I}$	$\leq \frac{0.02}{R_I}$

II.4. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir qu'avant l'utilisation des appuis parasismique, il faut faire une étude précise pour assurer leur durabilité et fiabilité quel que soit durant ou bien après un séisme. Si pour cela nous sommes obligés de respecter toutes les procédures qu'on a vu.

III.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/Version2003 et du BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC plus neuf étages avec une terrasse inaccessible, l'étage courant contient deux appartements.

III.2.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 26.1 m.
- Largeur totale du bâtiment : 18.9m.
- Hauteur totale du bâtiment : 31.2 m.
- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m.

III.2.2. Caractéristiques des matériaux

- La masse volumique de béton armé : 25 Kn/m^3 .
- La résistance à la compression du béton à 28 jours f_{c28} : 25 MPa.
- La résistance à la traction du béton f_{t28} : 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité instantané E_{ij} : 32000 MPa .

III.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.3.1. Les plancher

Les planchers, quel que soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués : d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 3.1).

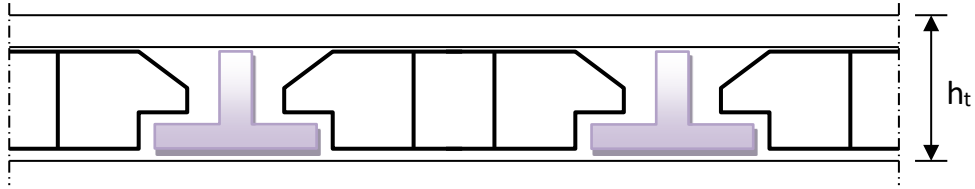


Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher (**e**) est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

L : La portée max d'une poutrelle : 4,30m.

$$h_t \geq \frac{4,3}{22,5} = 0,19 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de type (16+4) cm.

Avec :

- 16 cm : Corps creux.
- 4 cm : Dalle de compression.

III.3.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure 3.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

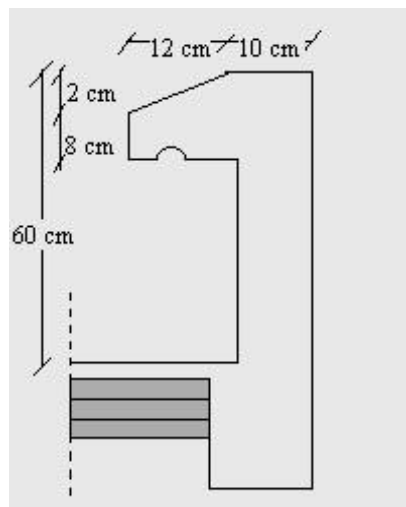


Figure III.2 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.3.3 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités notre ouvrage comporte un escalier de type « droit » à deux volées.

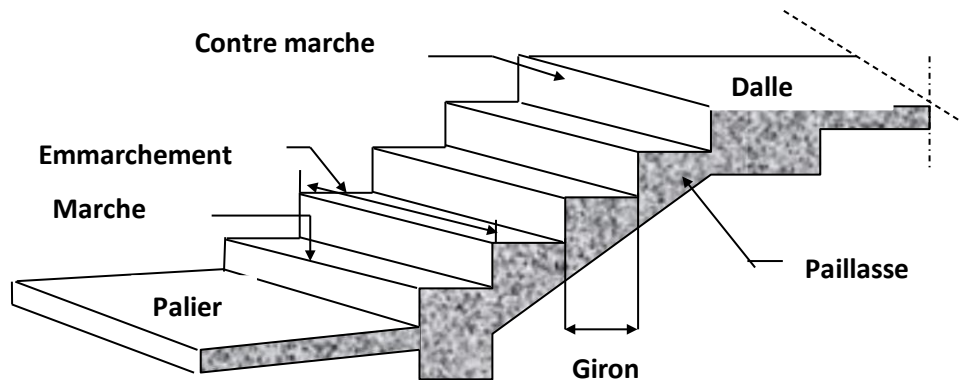


Figure III.3 : Schéma d'un escalier.

III.3.3.1. Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur la volée.

III.3.3.2. Pré dimensionnement

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$. avec $16.5 \leq h \leq 17.5$

- hauteur de la marche : $h=17\text{cm}$.
- En pratique on prend : $g=30\text{cm}$.
- Hauteur d'étage : $H=3.06$.
- Détermination du nombre de marches : $n=H/h=306/17=18$ marches (9+9).
- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*9=1.53 \Rightarrow H'=1.53$.
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g(n-1)=2.40\text{m}$.
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L$; $\alpha = 32,52^\circ$.
- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p=H'/\sin \alpha=2.85\text{m}$.
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e=15\text{cm}$.

- Détermination de l'épaisseur du palier **ep=15cm.**

III.4. Pré dimensionnement des éléments porteurs principaux

III.4.1. Les poutres

Le pré-dimensionnement est basé sur les règles B.A.E.L 91 et vérifié par les conditions imposées par les sismologues RPA 99 version 2003.

D'après les règles B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{avec} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

III.4.1.1. Les poutres principales

- Détermination de la hauteur " h "

On a : L= 4,60 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30,66 \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \text{donc on prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$$

- Détermination de la largeur " b "

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{donc on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Donc on adopte (h*b) = (40x30) cm².

III.4.1.2. Les poutres secondaires

- Détermination de la hauteur " h "

On a : L= 4,30 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28,66 \leq h \leq 43 \text{ cm} \quad \text{donc on prend : } \mathbf{h = 40 \text{ cm.}}$$

- Détermination de la largeur " b "

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{donc on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Donc on adopte (h*b) = (40x30) cm².

Ces dimensions doivent respectées l'article (RPA99/V2003) comme suit :

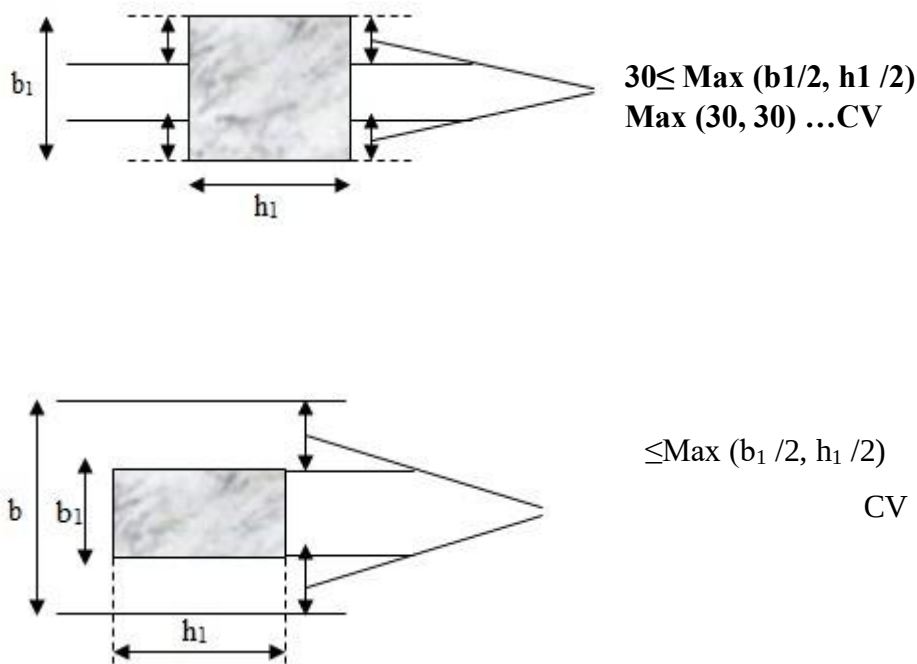


figure III.4 : Dimension à respecter pour les poutres.

Comme nous avons les mêmes dimensions pour les poutres principales est secondaires :

$$b \geq 20\text{cm} \Leftrightarrow 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30\text{ cm} \Leftrightarrow 40\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 40/30=1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4.2. Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du BAEL préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de

«1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton. Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation. Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- ❖ On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).

- ❖ On calcule la surface reprise par le poteau
- ❖ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- ❖ On amènera le calcul à L'ELU (BAEL 99) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \\ k = 1.20 \text{ et } f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{ej} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ \text{Si plus de la majeure partie des charges} \\ \text{est appliquée avant 28 jours} \end{array}$$

Br : section réduite du poteau (en cm²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;

$\gamma_b = 1,5$;

$\gamma_s = 1,15$;

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T > 24h \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots si \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots \dots si \quad 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.64 Nu \quad (cm^2)$$

On adopte un poteau carré

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

III.5. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (G).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (Q).

III.5.1. Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.(Figure III.5).

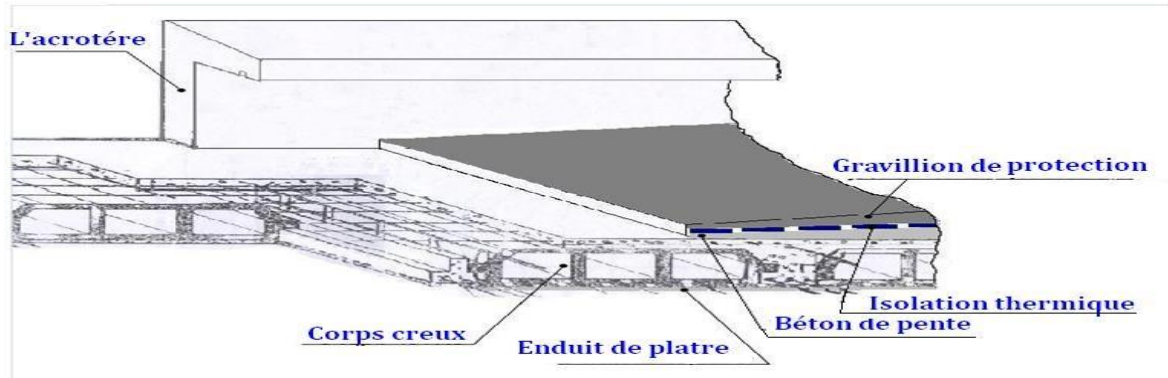


Figure III.5 : Plancher terrasse corps creux

Tableau III.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2000	200
Papier kraft (2feuilles).	/	/	50
Isolation thermique	4	400	16
Dalle de compression +corps creux	20 + 4	2850	684
Enduit plâtre	2	1000	20
$G = 10,67\text{kN/m}^2$			

❖ Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

III.5.2. Plancher des étages courants

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux.

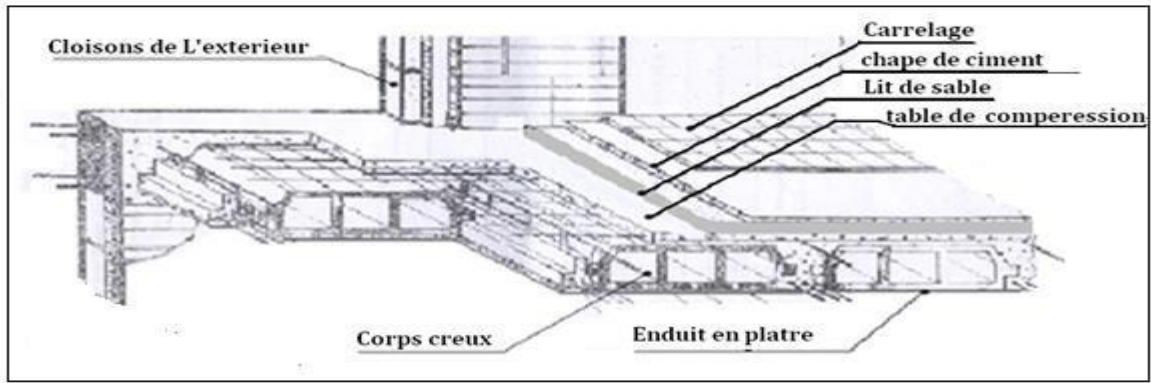


Figure III.6 : Composition du plancher d'étage courant.

Tableau III.2 : Charge permanente du plancher d'étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression +corps creux	20+4	2850	684
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de distribution	10	900	90
$G = 9,10\text{kN/m}^2$			

❖ **Charge d'exploitation :** Pour les étages courant $Q = 1,50\text{kN/m}^2$.

Tableau III.3 : Charge permanente du mur extérieur

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Brique creuse	10	900	90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	10	900	90
Enduit en plâtre	2	1000	20
$G = 2,40\text{kN/m}^2$			

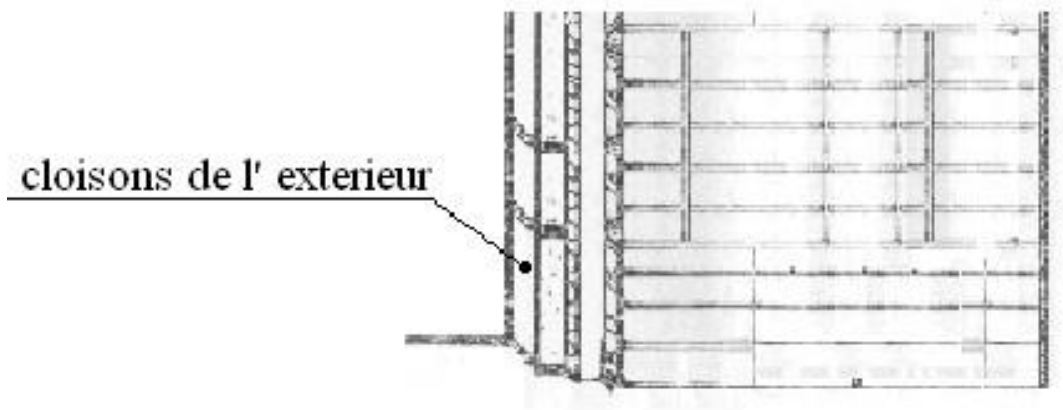


Figure III.7 : Remplissage en double paroi 1

Tableau III.4 : Charge permanente du mur intérieur.

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
Enduit en plâtre	2	1000	20
Briques creuses	10	/	90
Revêtement de ciment	2	2000	40
$G = 1,50 \text{ kN/m}^2$			

III.5.3. Charges et surcharges au niveau des balcons

Tableau III.5 : Evaluation des charges permanentes de balcon.

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en B A	15	2500	375
Enduit en ciment	2	2000	40
$G = 5,60 \text{ kN/m}^2$			

❖ Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$.

III.4.4. Charges et surcharges au niveau des escaliers

Tableau III.6 : Charge permanente du palier

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit de ciment	3	1000	30
G = 4,96kN/m ²			

❖ Charge d'exploitation : pour le palier $Q = 2,50\text{kN/m}^2$

Tableau III.7 : Charge permanente au niveau de la volée.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	/	/	100
Marche	h=17	2000	213
Paillasse	14	2500	350
Enduit en ciment	3	1000	30
Gardes corps	/	/	90
G = 8,63kN/m ²			

❖ Charge d'exploitation : pour la volée $Q = 2,50\text{ kN/m}^2$.

Tableau III.8 : Charge permanente pour l'acrotère.

La masse volumique [kg/m ³]	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge permanente de l'acrotère [kN/ml]
2500	$S = [(0.1 \cdot 0.60) + (0.02 \cdot 0.12)/2 + (0.08 \cdot 0.12)]$ $S = 0.071$	G = 1,71

❖ Charge d'exploitation : pour l'acrotère $Q = 1,00 \text{ k N/m}^2$.

III.6. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

❖ Pour $N < 5$ (N : nombre du Niveau « plancher »)

$$N_Q = \sum_{N=1}^5 N_{Q_n} = N_{Q_1} + N_{Q_1} \dots \dots \dots + N_{Q_5}$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2 \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation des planchers courants.

❖ Pour $N > 5$ on a deux cas :

2^{ème} cas : Charges d'exploitation identiques (Loi 2)

Sous toit ou terrasse	Terrasse	Q_0
Sous dernier étage	Etage 1	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur	Etage 2	$Q_0 + Q_1 + 0.90 Q_2$
.....	Etage 3	$Q_0 + Q_1 + 0.90 Q_2 + 0.80 Q_3$
.....	Etage 4	$Q_0 + Q_1 + 0.90 Q_2 + 0.80 Q_3 + 0.70 Q_4$
.....	Etage 5	$Q_0 + Q_1 + 0.90 Q_2 + 0.80 Q_3 + 0.70 Q_4 + 0.60 Q_5$
Le niveau le plus bas	Etage n	Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur à conserver pour les étages inférieurs

❖ Dans notre cas on a R+9 et les charges d'exploitations sont différentes,

Donc on applique la 2^{ème} loi :

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (KN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P9	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P8	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P7	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P6	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P5	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P4	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P3	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71 (Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,45
P2	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots +Q_8)$	9,28
P1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots\dots\dots + Q_9)$	9,9
RDC	Q_{10}	$\Sigma_{10} = Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots Q_{10})$	11,25

III.7. Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité

III.7.1. Poteau centrale

Pour déterminer les dimensions, on applique la méthode de calcul suivante

❖ Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G : charge Permanente.

S : surface offerte majorée.

❖ **Charge d'exploitation**

=

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge).

S : surface offerte majorée.

❖ **Calcul de la charge limite ultime N_{ul}**

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$B_r = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}.$$

❖ **Détermination de la section**

Pour une section carrée :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ d'où : } a = b = \sqrt{B_r + 2} \text{ (en cm).}$$

$$S = (4,45 \times 4,3) = 19.135 \text{ m}^2$$

Remarque :

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à (1,1).

$$S_{\text{majoré}} = 19.135 \times 1,1 = 20.05 \text{ m}^2.$$

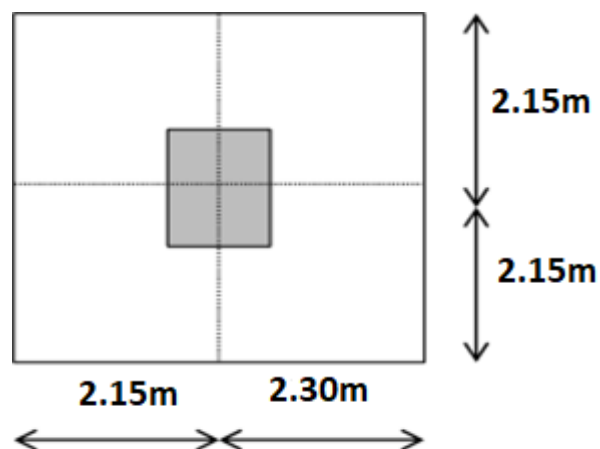


Figure III.8 : La surface u poteau le plus sollicité

Tableau.9 : Décente de charge et section des poteaux

Niveau	G [kN/m ²]	Gcum [kN/m]	Q [kN/m]	Gmaj [kN/m ²]	Nu [kN/m]	Nu maj [kN/m ²]	Nu x S [kN]	Br [cm ²]	(a = b)Cm
Terrasse	10,67	10,67	1	11,74	17,35	19,08	382,55	/	/
9	9,10	19,77	2,5	21,75	31,86	35,05	702,64	449,70	23,20
8	9,10	28,87	3,85	31,75	46,72	51,39	1030,5	659,51	25,70
7	9,10	37,97	5,05	41,77	61,43	67,58	1354,9	867,17	29,45
6	9,10	47,07	6,1	51,77	76,00	83,60	1676,2	1072,7	32,75
5	9,10	56,17	7	61,78	90,41	97,41	1953,1	1249,9	35,35
4	9,10	65,27	7,75	71,79	104,67	115,14	2308,6	1477,5	38,44
3	9,10	74,37	8,45	81,8	118,89	130,79	2622,1	1678,2	40,96
2	9,10	83,47	9,28	91,81	133,22	146,55	2938,2	1880,5	43,36
1	9,10	92,57	9,9	101,83	147,37	162,10	3250,1	2080,1	45,61
RDC	9,10	101,67	11,25	111,84	162,22	178,45	3577,9	2289,9	47,85

Tableau III.10 : Les dimensions des poteaux prises en considération

Niveaux	RDC, 1 ^{ere} , 2 ^{eme}	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	6 ^{eme} , 7 ^{eme}	8 ^{eme} , 9 ^{eme}
Poteau	(60*60) cm ²	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(40*40) cm ²

❖ Vérification vis-à-vis RPA 2003

Selon l'article 7.4.1 [16], les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 30cm en zone III
- Min (b, h) ≥ he/20

• RDC et étage corant 1 et 2:

$$\text{Min (60, 60)} \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min (60, 60)} \geq h_e/20 = (3,06 - 0,40)/20 = 13.30\text{cm}$$

• Etages currant 3 et 4,5:

$$\text{Min}(55, 55) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(55, 55) \geq h_e/20 = (3,06 - 0,40)/20 = 13.30\text{cm}$$

• **Etages 6 et 7:**

$$\text{Min}(50, 50) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(50, 50) \geq h_e/20 = (3,06 - 0,40)/20 = 13.30\text{cm}$$

• **Etages 8 et 9:**

$$\text{Min}(40, 40) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(40, 40) \geq h_e/20 = (3,06 - 0,40)/20 = 13.30\text{cm}$$

❖ **Vérification au flambement**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

$$l_f = 0,7l_0 \text{ (} l_0 \text{: la hauteur de poteau).}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec (i : rayon de giration).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Tableau III.11 : Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement

Niveau	La section	l_f (m)	I (m)	λ (m)	$\lambda \leq 50$
RDC, 1ere et 2 ^{eme} étage	60*60	2,14	0,173	12,37	vérifié
3 ^{eme} , 4eme, 5eme étage	55*55	2,14	0.158	13,54	vérifié
, 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , étage	50*50	2,14	0.144	14,86	Vérifiée

8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	40*40	2,14	0,115	18,61	Vérifiée
--	-------	------	-------	-------	----------

III.8. Conclusion

Durant ce chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment à huit niveaux, tout-en respectant les normes et les conditions des codes de calcul cités auparavant (BAEL 91 et RPA 99). Par la suite, on va entamer la modélisation et l'étude de ce bâtiment à l'aide de logiciel ETABS, en utilisant deux configurations :

Tout d'abord, le bâtiment est supposé fixe, ensuite isolé.

IV.1. Introduction

La modélisation des systèmes d'isolation par les ordinateurs a initialement évolué à partir de modèles à un degré de liberté qui supposaient simplement une structure rigide au-dessus du système d'isolation et ne prenaient en compte que la non-linéarité des unités d'isolateur. Cependant, avec l'amélioration des technologies informatiques et la diminution du temps de traitement informatique, les systèmes d'isolation ont pu être incorporés dans des programmes informatiques pour deux ou trois analyses structurelles en trois dimensions. Entre-temps, l'invention des ordinateurs personnels à grande vitesse et la réduction des prix du matériel informatique ont conduit à développer de puissants programmes informatiques pour analyser et concevoir des structures complexes en tenant compte du comportement non linéaire des isolateurs et de la structure [10].

Avec d'autres programmes informatiques populaires, SAP2000 et ETABS ont été reconnus comme des programmes fiables pour analyser et concevoir des structures isolées à la base. Les deux programmes sont capables d'effectuer une analyse statique équivalente, une analyse du spectre de réponse, une analyse par accélérogramme linéaires et non linéaires, mais chaque programme possède également ses propres caractéristiques [10].

Dans ce chapitre on va exploiter les informations abordées dans les deux premiers chapitres de notre mémoire pour la modélisation des appuis parasismique dans le logiciel ETABS ainsi que leur influence sur le comportement dynamique de notre structure. Une comparaison sera faite entre trois modèles :

- ❖ Le premier modèle : Structure à base fixe.
- ❖ Le deuxième modèle : Structure isolée avec un appui en élastomère à fort amortisseurs HDRB
- ❖ Le troisième modèle : Structure isolée avec un appui en pendule glissant FPS.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS

ETABS est un système sophistiqué, mais facile à utiliser. L'analyse à des fins particulières et programme de conception développés spécifiquement pour les systèmes de construction.

ETABS, Version 2015 dispose d'une interface graphique intuitive et puissante associée à la modélisation inégale, et les procédures de conception d'analyse, le tout intégré en utilisant une base de données commune.

Bien que rapide et facile pour les structures simples, ETABS peut également gérer des modèles les plus importants et les plus complexes de construction, y compris un large éventail de comportements non-linéaires, ce qui en fait l'outil de choix pour les ingénieurs structurels dans l'industrie du bâtiment.

Datant de plus de 30 ans pour le développement initial d'ETABS, le prédécesseur d'ETABS, il a été clairement reconnu que les bâtiments constituaient une classe très particulière de structures. Les premières versions d'ETABS fournies entrée, de sortie et de la solution numérique des techniques qui prennent en considération les caractéristiques propres à la construction de structures de ce type, fournissant un outil qui a offert d'importantes économies en temps et en précision accrue sur les programmes d'usage général.

IV.3. Description de l'excitation sismique

Comme on a présenté dans le chapitre II, les méthodes d'analyse des structures isolées, on a cité que parmi les méthodes d'analyse dynamique, la méthode d'analyse par accélérogramme et les raisons pour laquelle est disponible pour notre cas. Pour cela, on utilise le signal sismique du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger enregistrés à la station de Keddara avec une accélération maximale de (0,33 g) pour la composante longitudinale et de (0,33 g) pour la composante transversale. Ces deux composantes sont appliquées respectivement dans le sens longitudinal et transversal de la structure.

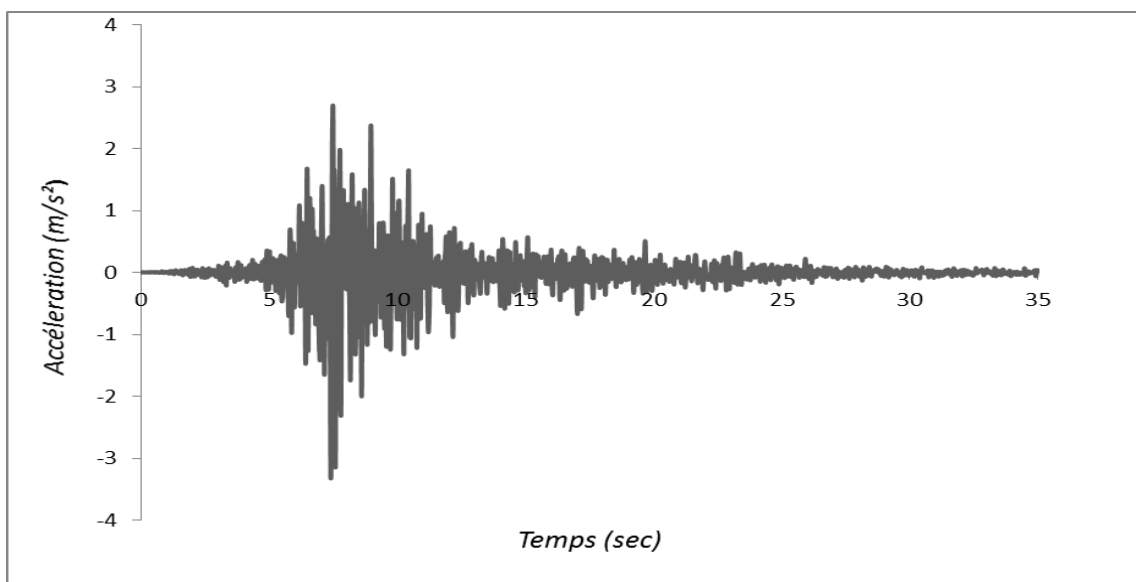
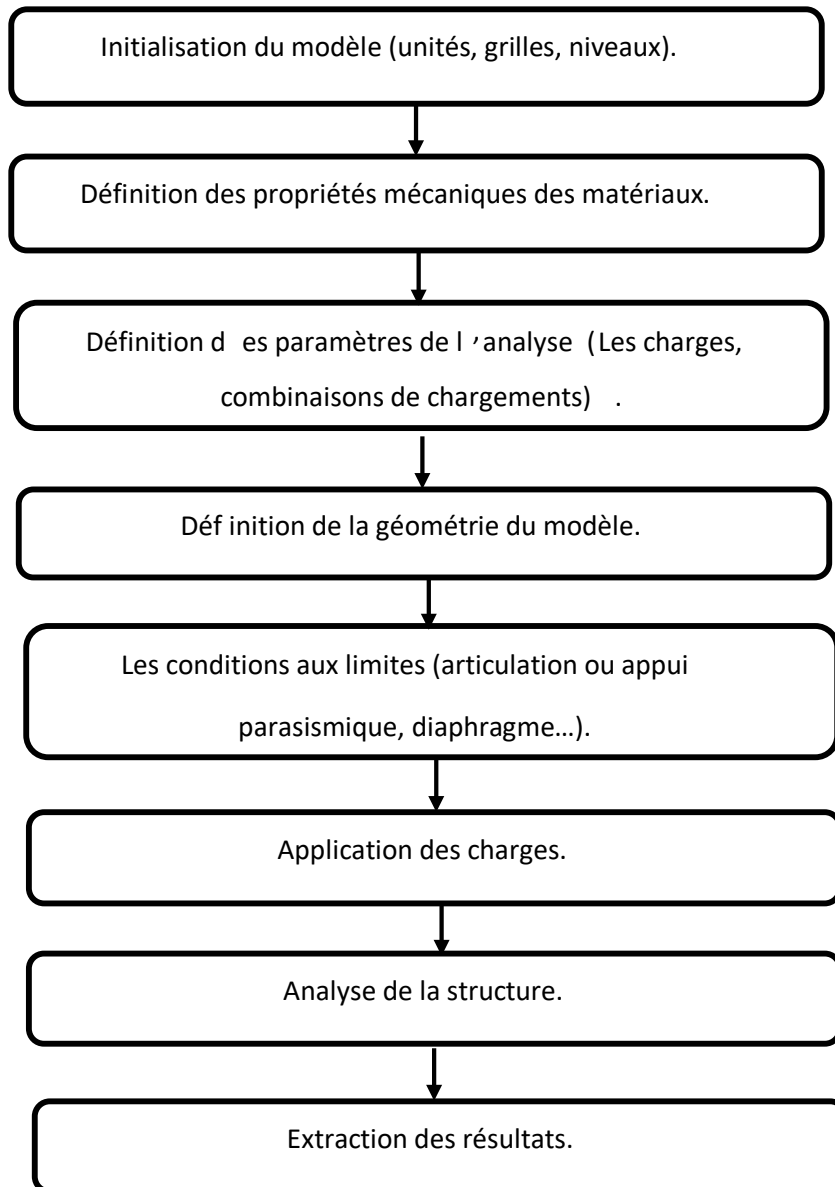


Figure IV.1: Accélérogramme du séisme de Boumerdès le 21 mai 2003 avec un PGA = 0,33 g enregistré par la station de Keddara.

IV.4. Modélisation avec logiciel ETABS

IV.4.1. Les étapes de modélisation

L'organigramme suivant résume la démarche de modélisation de la structure avec ETABS.



IV.4.2. Modélisation des appuis parasismiques dans logiciel ETABS

ETABS est composé de deux types d'éléments de liaison : ISOLATOR1 est généralement utilisé pour modéliser des appuis de type élastomère et ISOLATOR2 est considéré pour les appuis à pendule par frottement. La rigidité effective k_{eff} et l'amortissement effectif β_{eff} d'un appui le long des deux directions principales de la superstructure doivent être l'entrée pour l'analyse par spectre de réponse et l'analyse par accélérogramme [12].

IV.5. Description du système d'isolation

Dans le premier chapitre on a présenté plusieurs type d'isolateurs, , les types des isolateurs parasismiques considérés pour l'étude sont un appui en élastomère à fort amortisseur HDRB et un appui en pendule glissant FPS.

Cette technique consiste à mettre des appuis parasismiques au-dessous de chaque poteau, cependant les étapes de calculs qui concerne les deux types d'appuis sont représentés dans L'annexe A.

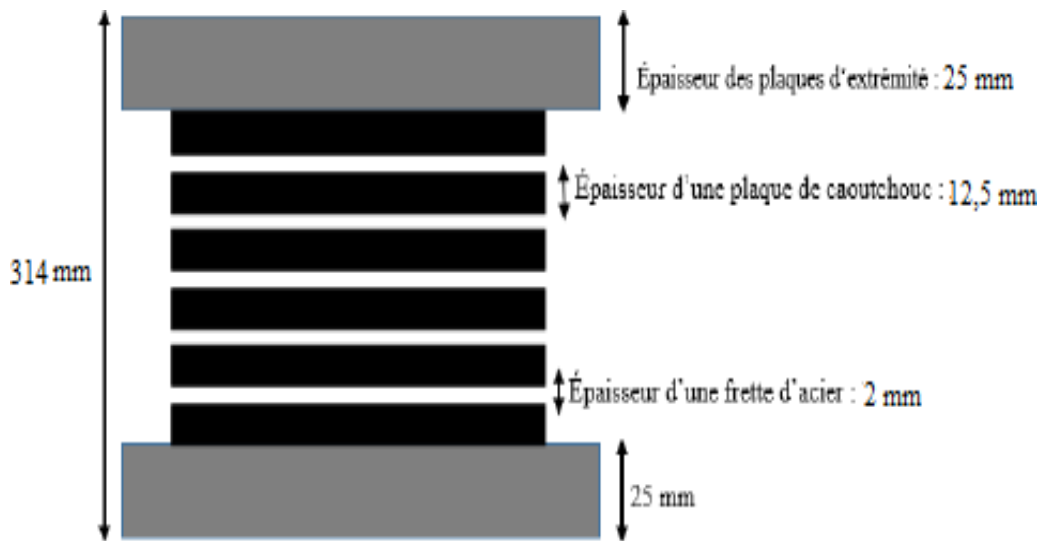


Figure IV.2: Les caractéristiques de l'appui HDRB a utilisé dans la structure

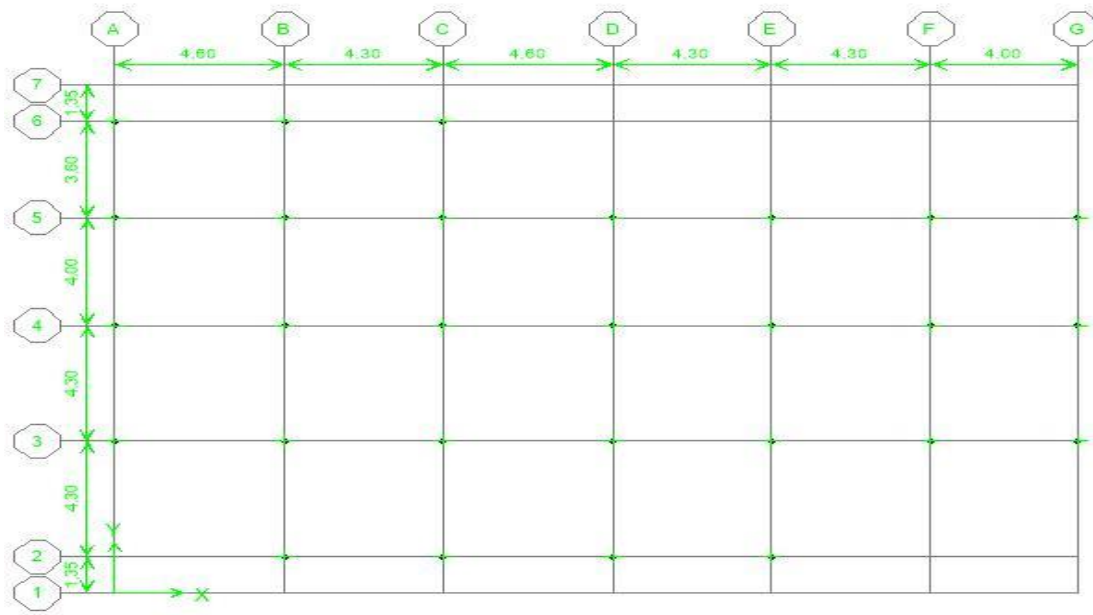


Figure IV.3: Emplacement des appuis parasismiques

IV.6. Comparaison des résultats

IV.6.1. Périodes et pulsations

Tableau IV.1: Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et isolée (HDRB)

Mode	Bâtiment isolé (HDRB)				Bâtiment à base fixe			
	Périodes	Pulsations	SumUX	SumUY	Périodes	Pulsations	SumUX	SumUY
1	2,638	2,282	0	98,42	1,233	5,122	0	78,54
2	2,532	2,331	6,55	98,42	1,085	5,818	4,58	78,54
3	2,496	2,410	99,22	98,42	1,018	6,360	78,52	78,54
4	0,685	8,995	99,22	99,84	0,420	14,981	78,52	90,28
5	0,612	10,128	99,35	99,84	0,382	16,854	80,82	90,28
6	0,557	11,587	99,88	99,84	0,343	17,820	91,33	90,28
7	0,359	17,852	99,88	99,97	0,221	26,915	91,33	95,02
8	0,341	18,554	99,93	99,97	0,201	28,231	91,65	95,02
9	0,313	20,327	99,98	99,97	0,192	30,187	95,65	95,02
10	0,258	25,449	99,98	99,99	0,155	38,993	95,65	97,17
11	0,231	27,784	99,98	99,99	0,149	41,458	95,78	97,17
12	0,214	28,788	99,99	99,99	0,143	43,237	97,44	97,17

Tableau IV.2: Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et isolée (FPS)

Mode	Bâtiment isolé (FPS)				Bâtiment à base fixe			
	Périodes	Pulsations	SumUX	SumUY	Périodes	Pulsations	SumUX	SumUY
1	2,374	2,428	0	97,61	1,233	5,122	0	78,54
2	2,312	2,446	7,01	97,61	1,085	5,818	4,58	78,54
3	2,298	2,593	97,92	97,61	1,018	6,360	78,52	78,54
4	0,657	9,154	97,92	98,95	0,420	14,981	78,52	90,28
5	0,604	10,128	98,89	98,95	0,382	16,854	80,82	90,28
6	0,533	11,244	99,77	98,95	0,343	17,820	91,33	90,28
7	0,368	17,465	99,77	99,81	0,221	26,915	91,33	95,02
8	0,327	18,483	99,83	99,81	0,201	28,231	91,65	95,02
9	0,305	20,237	99,97	99,81	0,192	30,187	95,65	95,02
10	0,242	25,684	99,97	99,99	0,155	38,993	95,65	97,17
11	0,225	27,201	99,97	99,99	0,149	41,458	95,78	97,17
12	0,216	28,825	99,99	99,99	0,143	43,237	97,44	97,17

On va représenter les valeurs des périodes précédentes dans un histogramme illustré dans la figure ci-dessous :

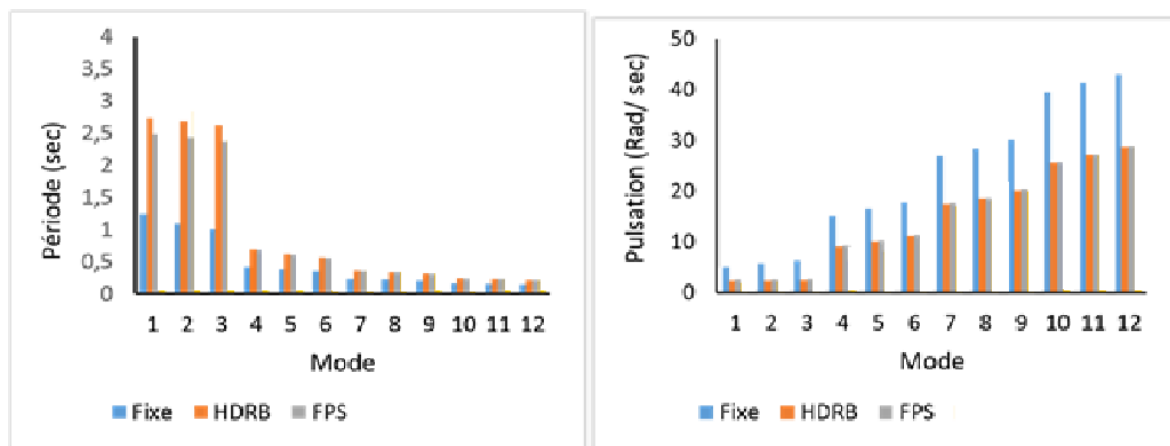


Figure IV.4: Comparaison des périodes et pulsations pour les deux modèles

D'après le tableau IV.1 et tableau IV.2 et l'histogramme de la figure IV.4 présentés ci-dessus, nous constatons les remarques suivantes :

- ❖ Les périodes sont augmentées et les pulsations sont réduites pour les modes de la structure isolée par rapport à celle de base encastree. En termes de pourcentage la

période fondamentale montre une augmentation de 45%, 50% et 35% et une diminution de 45%, 50% pour la pulsation respectivement aux HDRB et FPS par rapport à la base fixe.

- ❖ Le système de l'isolation ramène la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle de la structure à base fixe. Ceci montre la souplesse de la structure due au rallongement de la période qui est obtenue par l'introduction d'un isolateur entre la fondation et la superstructure. En effet, ce décalage de la période est la raison primaire de l'efficacité de système d'isolation.
- ❖ On remarque aussi que pour le modèle à base fixe, les facteurs de participation modale dépassent les 90% dans le sens des x et des y au sixième mode. Ceci est interprété par le fait que la structure réagit jusqu'au sixième mode. Par contre pour le modèle à base isolé, on constate que la structure réagit par le premier mode. Cela témoigne que les autres modes sont négligeables (une structure à un seul degré de liberté).

IV.6.2. Les déplacements

IV.6.2.1. Déplacements des étages

Les deux tableaux suivants représentent les déplacements totaux maximaux des étages dans les deux sens principaux de la structure.

Tableau IV.3 : Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y

Niveau	Base fixe		Base isolée (HDRB)	
	Déplacement (cm)		Déplacement (cm)	
	UX	UY	UX	UY
10	2,7821	2,4952	4,83	4,66
9	2,3457	2,2356	4,45	4,33
8	2,1186	2,0023	4,10	4,02
7	1,9849	1,8324	3,82	3,88
6	1,8562	1,5879	3,47	3,34
5	1,5784	1,3265	3,23	3,18
4	1,0879	0,9967	3,03	3,01
3	0,9123	0,7983	2,89	2,92
2	0,6357	0,5217	2,57	2,68
1	0,3682	0,3025	2,26	2,32
Base	0	0	2,01	2,08

Tableau IV.4 : Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y

Niveau	Base fixe		Base isolée (FPS)	
	Déplacement (cm)		Déplacement (cm)	
	UX	UY	UX	UY
10	2,7821	2,4952	4,97	4,99
9	2,3457	2,2356	4,66	4,69
8	2,1186	2,0023	4,34	4,38
7	1,9849	1,8324	4,05	4,12
6	1,8562	1,5879	3,93	3,98
5	1,5784	1,3265	3,59	3,63
4	1,0879	0,9967	3,31	3,35
3	0,9123	0,7983	2,96	3,97
2	0,6357	0,5217	2,63	3,71
1	0,3682	0,3025	2,46	3,49
Base	0	0	2,13	2,24

Il est clair que les valeurs les plus élevées sont constatées pour le bâtiment à base isolée par les deux systèmes HDRB et FPS, comparativement à celui à base fixe.

IV.6.2.2. Déplacement du dernier niveau

La figure IV.5 montre une comparaison entre le déplacement du dernier étage pour les quatre modèles dans la direction X :

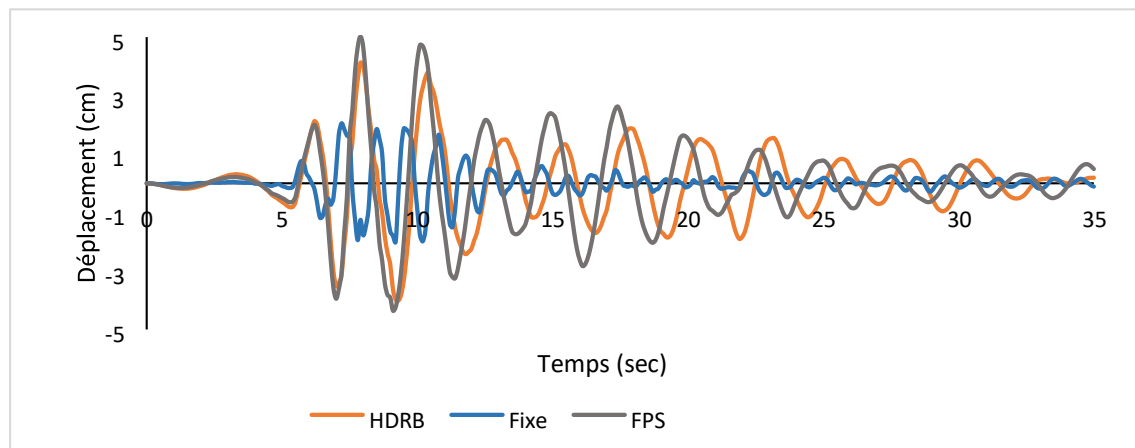


Figure IV.5: Comparaison des déplacements du dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.

D'après la figure ci-dessus, nous remarquons que dans la direction X, le premier système HDRB augmente le déplacement de 50% par rapport à la structure fixe et le deuxième système FPS augmente le déplacement de 60 %.

La figure IV.6 montre une comparaison entre le déplacement du dernier étage pour les trois modèles dans la direction Y :

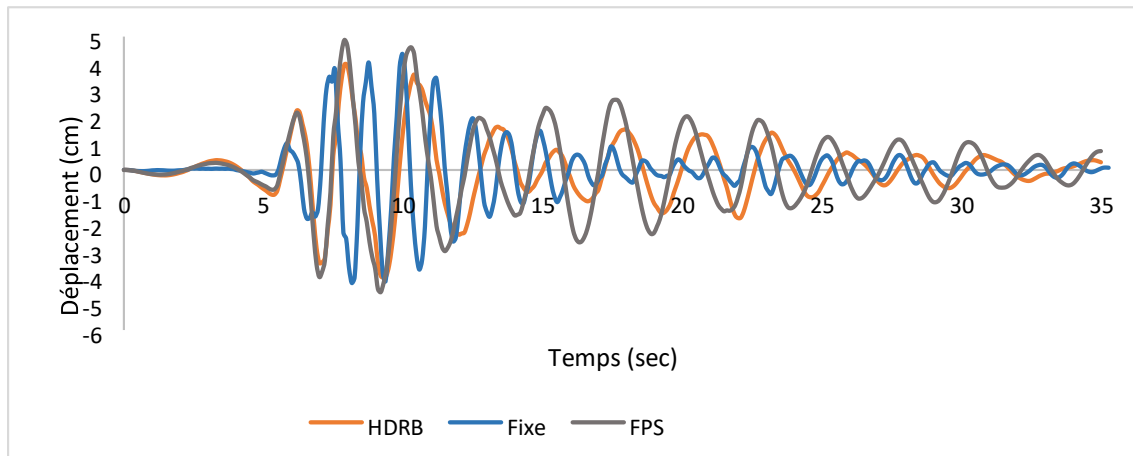


Figure IV.6: Comparaison des déplacements du dernier étage pour les trois modèles dans la direction Y.

D'après la figure ci-dessus, nous remarquons que dans la direction Y, le premier système HDRB augmente le déplacement de 10% par rapport à la structure fixe et le deuxième système FPS augmente le déplacement de 15 %.

D'après les graphes nous concluons que :

- ❖ Les déplacements inter-étages dans le cas de structure isolée sont négligeables vis-à-vis de la structure fixe. Ce qui veut dire que la structure isolée vibre comme un bloc rigide.
- ❖ Les déplacements de la structure isolée dans les deux directions X et Y sont plus appréciables (importants) relativement aux déplacements de la structure encastree. La relation est proportionnelle, la période augmente donc le déplacement augmente. Ceci est amené par les grands déplacements de la base isolée.

IV.6.3. Accélération du dernier niveau

La figure IV.7 montre une comparaison entre l'accélération du dernier étage pour les trois modèles dans les deux directions X :

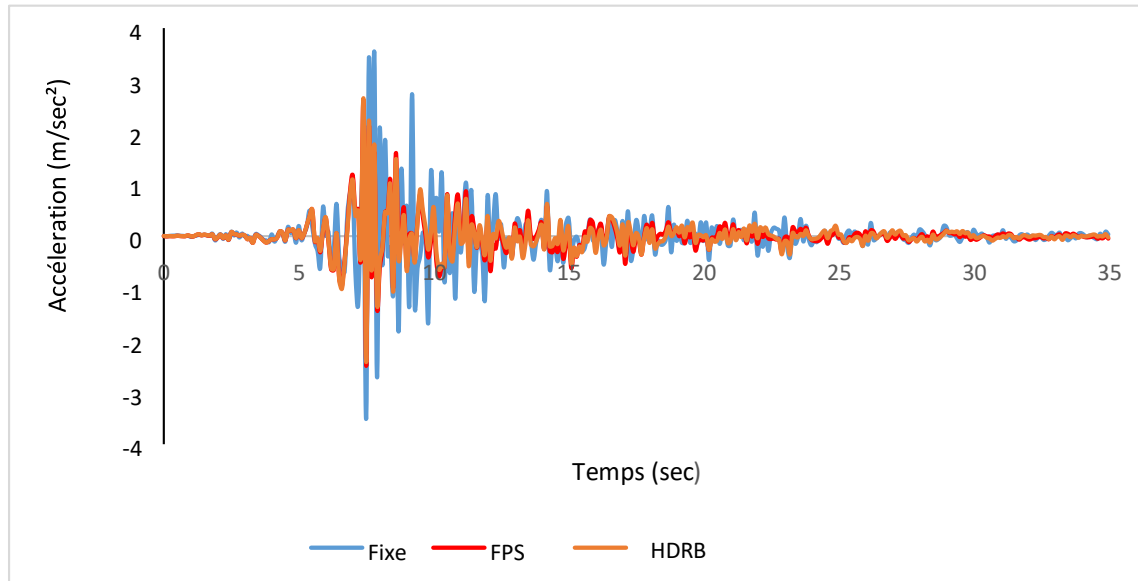


Figure IV.7 : Comparaison des accélérations de dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.

La figure IV.7 montre que pour les structures à base isolée, l'accélération maximale dans la direction X enregistrée, nous donne une réduction des accélérations par rapport à celle de la base fixe sont de l'ordre de 26,71% pour les systèmes FPS et 25,64% pour les systèmes HDRB.

La figure IV.8 montre une comparaison entre l'accélération du dernier étage pour les trois modèles dans les deux directions Y :

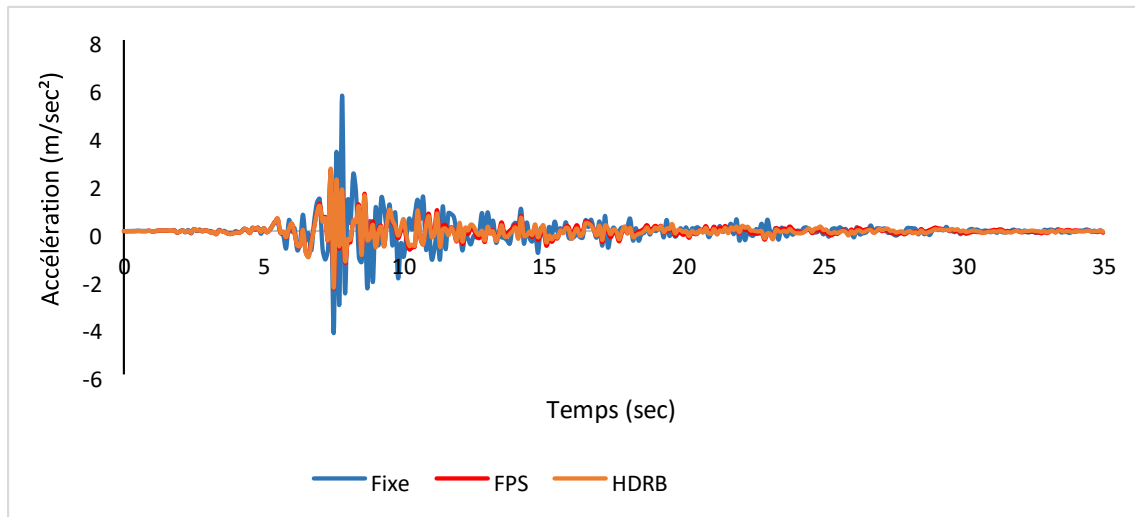


Figure IV.8: Comparaison des accélérations de dernier étage pour les trois modèles dans la direction X.

La figure IV.8 montre que pour les structures à base isolée, l'accélération maximale dans la direction Y enregistrée, nous donne une réduction des accélérations par rapport à celle de la base fixe sont de l'ordre de 50% pour les systèmes FPS et 54,32% pour les systèmes HDRB.

D'après les graphes nous concluons que les accélérations de la structure isolée dans les deux directions X et Y sont moins importantes aux accélérations de la structure encastree. Ceci est dû au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure.

IV.6.4.2 Les efforts tranchants à la base

La figure IV.9 montre une comparaison entre les efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans direction X :

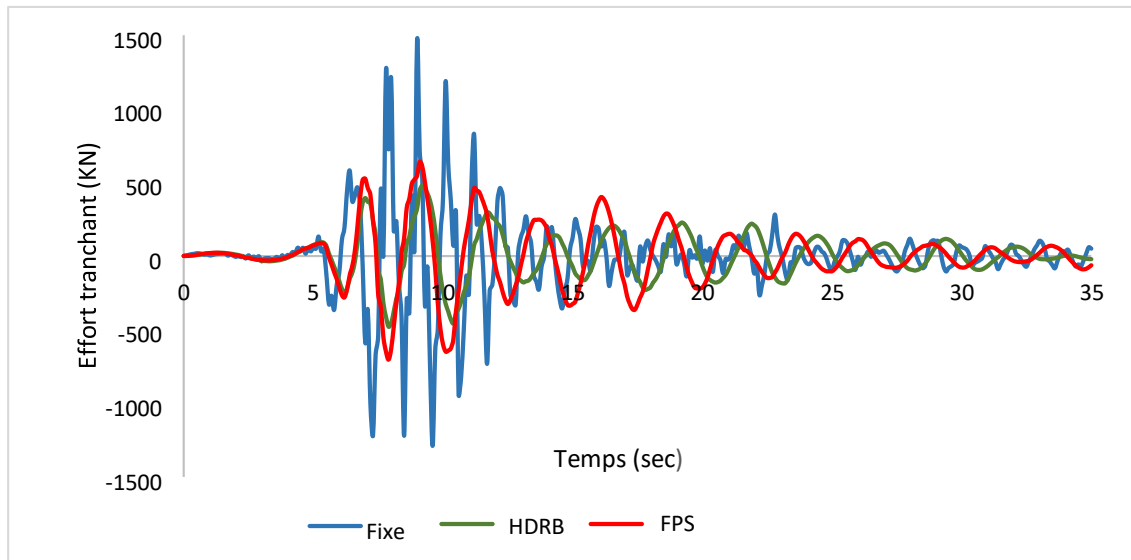


Figure IV. 9 : Comparaison des efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans la direction X.

La figures ci-dessus montre une réduction de l'effort tranchant des structures isolées par rapport à celle d'une base fixe. La réduction est de l'ordre de 67,30% et 56,41% respectivement à des systèmes ; HDRB et FPS.

La figure IV.10 montre une comparaison entre les efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans direction Y :

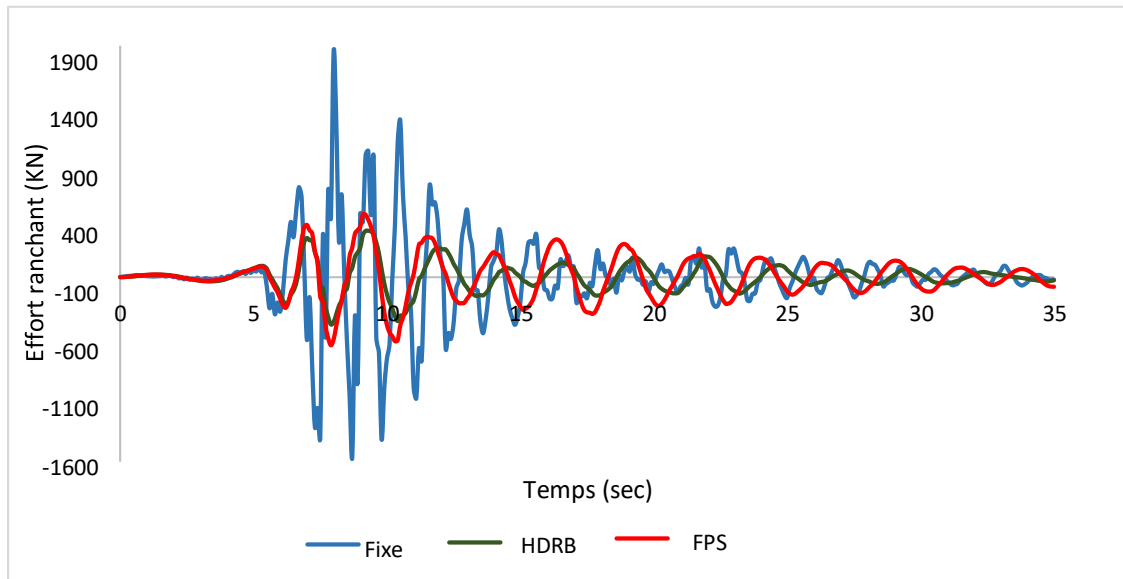


Figure IV. 10 : Comparaison des efforts tranchants à la base pour les trois modèles dans la direction Y.

La figure IV.10 montre une réduction de l'effort tranchant des structures isolées par rapport à celle d'une base encastree. Les réductions sont estimées à 79,5 % et 72,15% respectivement à des systèmes ; HDRB et FPS.

- ❖ Les figures ci-dessus illustrent la variation des efforts tranchants à la base dans les deux directions X et Y pour les trois modèles, et nous trouvons que les efforts tranchants à la base de la structure à base isolée dans les deux directions X et Y sont réduits par rapport à celle à base fixe, donc le système d'isolation réduit l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.
- ❖ L'analyse montre l'efficacité des systèmes d'isolation HDRB et FPS pour la réduction des efforts tranchants à la base.

IV.7. Conclusion

Dans cette partie du travail, on a analysé la contribution des appuis parasismiques sur la réponse des structures. D'après les résultats obtenus on peut conclure :

- ❖ Une augmentation remarquable des périodes d'une structure isolée par rapport à celle à base fixe.
- ❖ Les déplacements totaux de la structure isolée sont considérables qu'aux déplacements relative de la structure à base fixe.
- ❖ Une diminution remarquable des accélérations dans la structure isolée.
- ❖ L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des efforts tranchant à la base.
- ❖ L'efficacité des deux systèmes d'isolation HDRB et FPS par rapport au système classique (base fixe).
- ❖ Le coût élevé des isolateurs est compensé par le gain dans le dimensionnement et le ferrailage de ce type de structures.

Conclusion générale

Pour affronter les actions sismiques et renforcer les structures, il est nécessaire d'adapter des conceptions parasismiques afin de minimiser les dégâts causés par les séismes. Pour cela, le plus convenable est d'ajouter un système de protection sismique.

L'isolation à la base est un des concepts les plus applicables dans les ouvrages sujets à l'excitation sismique dans le but de minimiser les effets des excitations dynamiques par la réduction des déplacements relatifs, des accélérations et des efforts tranchants à la base.

Dans ce présent travail, on a étudié l'effet des isolateurs de base sur la réponse dynamique d'un bâtiment. Après avoir introduit les données nécessaires concernant les systèmes d'isolation à la base, (les types d'appuis parasismique, les amortisseurs les critères de choix entre eux). Également, le principe de dimensionnement et la méthodologie de calcul des appuis, notamment, les HDRB et FPS selon le code UBC97, ont été détaillé.

La structure choisie comme cas d'étude, est un ; bâtiment en béton armé à neuf niveaux. Elle a été dimensionnée selon les codes Algériens (D.T.R, B.A.E.L91 et RPA99).

La phase de modélisation, par le logiciel ETABS, a été effectuée en supposant deux modèles ; le premier celui à base fixe qui sert pour représenter les structures non protégées, Et le deuxième à base isolée par deux types d'appuis (FPS et HDRB).

Les résultats selon cette étude sont les suivants :

- ❖ Une augmentation remarquable des périodes d'une structure isolée par rapport à celle a base fixe.
- ❖ Les déplacements totaux de la structure isolé sont considérables qu'aux déplacements relative de la structure a base fixe.
- ❖ Une diminution remarquable des accélérations dans la structure isolée.
- ❖ L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des efforts tranchant à la base.
- ❖ L'efficacité des deux systèmes d'isolation HDRB et FPS par rapport au système classique (base fixe).
- ❖ Le coût élevé des isolateurs est compensé par le gain dans le dimensionnement et le ferrailage de ce type de structures.

Ceci nous permet de conclure que le système d'isolation à la base capte les déformations et filtre les accélérations d'une manière que la structure se déplace comme corps rigide acquérant des accélérations, déplacements relativement faibles et des efforts tranchants minimes. Donc, comme réponse à la problématique établie, l'effet sismique sur la réponse dynamique d'un bâtiment est réduit en utilisant ces appareils d'appuis.

Cette technique devrait être améliorée au futur dans le domaine du génie parasismique en Algérie pour que la jonction des règles des structures isolées au code RPA99 soit recommandée tout en gardant un certain degré de simplicité d'application.

Références bibliographiques

- [1] : Wang, Yen-Po. janvier 2002.<<Fundamentals of Seismic Base Isolation>>. International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council, pp. 139-146.
- [2] : Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS), Mars 2006. <<Conception et Analyse Statique et Dynamique des Structures Sur Appuis Parasismiques>>. pp. 46-57.
- [3] : Necdet Torunbalci, Aout 2004, <<Seismic Isolation And Energy Dissipating Systems In Earthquake Resistant Design>>. 13th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 3-12.
- [4] : Adamou Saidou, Mai 2012. <<Etude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc>> université de Sherbrooke Canada. pp. 9-35.
- [5] : GOODCO Z-TECH un produit de Canam-pont. 2016, <<Appuis parasismiques>>. pp. 2-8.
- [6] : WIELAND, M., Juin 2003. <<Seismic Hazard and Seismic Design and Safety Aspects of Large Dam Projects>> . 20, pp. 629-650.
- [7] : Mr.G.BONDONET. 1997. <<Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada>>. Thèse de Doctorat.
- [8] : L. GUIZANI, 1997. <<Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec>>. pp. 1-14.
- [9] : S. YOZO, H. OSAMU, et K. TSUTOMU. 2004. << Structural design of base isolation system for tall building in Japon>>. pp. 195-200.
- [10] : Y.Franklin, Cheng et Hongping Jiang et Kangyu Lou. 2008. <<Innovative systems for seismic response control>>.
- [11] :http://www.info.expoprotection.com/site/FR/Protection_parasismique_Place_a_la_mortissement,C1294,I1687,Zoomf1aea423db172c96fda3a5635316b0e3,FromPage-N.htm.
- [12] : <http://www.polymedia.ch/RpArticles/view/344>
- [13] : CHU de Martinique, Un nouveau plateau technique pour le CHU de Martinique en France. 2013. pp. 60-65.
- [14] : ConTaCt-Chlef. Contrôle Technique de la Construction. 2009. pp. 1-4.
- [15] : L. MALKI. 2001. <<Procédés technologiques pour le bâtiment>>. Publication.

- [16] : CATALIN, S. T., Commande de systèmes d'isolation antisismique mixte, Thèse de Doctorat, 2013, Paris, France, 197 p.
- [17] : <https://fr.scribd.com/doc/288762214/Les-seismes>
- [18] : L.GUIZANI. 1997. <<Les Industries Z-Tech Inc. L'isolation sismique des ponts au Canada>>. pp. 1-8.
- [19] : Groupe.MAGEBA. 2015. <<Dispositif de protection parasismique mageba pour la préservation des structures, 2015, Bülach, Switzerland>>. pp. 1-4.
- [20] : <http://www.doucehydro.com/fr/catalogue-doucehydro-2013/Jarret/files/assets/basic-html/page27.html>
- [21] : <http://www.inforisk.cg972.fr/spip.php?article2>
- [22] : J.FRANÇOIS, M. FRAGNET, G. LACOSTE. <<Appareils d'appui en élastomère fretté,>>. Edition ed. : Sétra, 20017. ISBN 978-2-11-095820-4. Chapitre 03. pp. 15-30.
- [23] : Milan. Zacek. 2003. <<Systèmes parasismiques pour structures>>. Chapitre 01. pp. 5-31.
- [24] : GOODCO Z-TECH. 2014. <<Isolation parasismique de la base d'un pont>>.
- [25] : <https://prezi.com/-dgoweefektd/les-systemesparassismiques/>
- [26] : Benahmed Nouria et Lasri Soumia, 2016. <<effet des isolateurs de base sur la réponse dynamique d'un bâtiment>>. Mémoire de fin d'études Master 2. Université de Tlemcen, Algérie.
- [27] : Mahraz Koussaila et Akkouche Redouane.2018. <<La technique d'isolation sismique est son influence sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé>>. Mémoire de fin d'études Master 2. Université de Bouira, Algérie.
- [28] : GOODCO Z-TECH. 2010. <<Appuis en élastomère>>. pp. 3-20.
- [29] : Uniform building code (UBC97). 1997.
- [30] : RPA99V2003, Règlement parasismique algérien.
- [31] : BAEL, Béton armé aux Etas limite 91 modifié 99.

Annexe

1. Dimensionnement de l'appui parasismique HDRB

❖ Données :

$T_D=2,5s$	$Z=0,3$	$\beta = 20\%$
------------	---------	----------------

- $T_D > 3 \cdot T$ [12]

Avec T et la période propre de la structure qui d'après RPA égale à $C_t h^{0,75}$

$$h = 0,05 * (30,06^{0,75}) = 0,65 \text{ s}$$

$$T_D > 3 * 0,65 = 1,95 \text{ s}$$

- Classe du sol : le sol est du type S_E (site meuble)
- la faille sismique est à 18 Km
- D'après le (tableau II.3) le coefficient de proximité de faille $N_v=1$
- On a donc $ZN_v=0,3$ ce qui donne que $M_M=1,5$ (voir tableau II.6)
- D'après le (tableau II.1) pour $Z=0,3$ et le sol de classe S_E on trouve : $C_{VD}=0,84$
- La contrainte de cisaillement maximale est prise $\gamma_{max} = 150\%$ et l'amortissement effective $\beta_{eff} = 20\%$.
- A partir du (tableau II.7) on obtient $B_D = 1,5$ et $B_M = 1,5$

❖ Calcul minimal des rigidités effectives

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 w}{T_D^2 g} \Rightarrow K_{eff} = \frac{4 \times 3,14^2 \times 30250,6}{2,5^2 \times 9,81} = 19458,27 \text{ KN/m}$$

- w : Le poids total de la structure
- La rigidité par un isolateur est égale à

$$k_{eff} = \frac{19458,27}{27} = 720,67 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul de déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \Rightarrow D_D = D_D = \frac{\left(\frac{9,81}{43,14^2}\right) 0,84 \times 2,5}{1,5} = 0,35 \text{ m}$$

- ❖ Calcule d'épaisseur des couches de caoutchouc t_r

$$\frac{D_D}{\gamma_{max}} \Rightarrow t_r = \frac{0,35}{1,5} = 0,23 \text{ m}$$

- ❖ Calcule de section de l'appui A

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \Rightarrow A = \frac{K_H t_r}{G}$$

Où G est le module de cisaillement de l'élastomère

Qualité du caoutchouc IRHD $\pm 2 : 60 \rightarrow E=445 \text{ N/cm}^2$ et $G=106 \text{ N/cm}^2$, $K=0,57$ (voir le tableau à la fin de l'Annex 1)

$$A = \frac{1041,42 \times 0,23}{1060} = 0,23 \text{ m}^2$$

On suppose que la section de l'appui est carré ce qui signifie : $a = \sqrt{A} = \sqrt{0,24} = 0,48$

On prend : $a = 0,5 \text{ m}$

- ❖ Calcul de l'énergie dissipée par cycle E_D

$$E_D = 2\pi k_{eff} D_D^2 \beta \rightarrow E_D = 2 * 3,14 * 720,67 * 0,352 * 0,20 = 110,88 \text{ KN.m}$$

- ❖ La résistance caractéristique

$$Q = \frac{E_D}{4D_D} \longrightarrow Q = \frac{110,88}{4 \times 0,35} = 79,20 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de la rigidité post-élastique

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{D} \longrightarrow K_p = K_{eff} - \frac{Q}{D} = 720,67 - \frac{114,45}{0,35} \longrightarrow K_p = 494,38 \text{ KN/m}$$

- ❖ Calcul de la rigidité élastique

Nous avons le rapport k_e/k_p varie entre 3 à 5 donc $ke = 5k_p \rightarrow k_e = 2471,92 \text{ KN/m}$

- ❖ Calcul de la force de limite élastique F_y

$$F_y = k_e D_y$$

$$\text{Avec } D_y = \frac{Q}{K_e - D_y} \rightarrow D_y = \frac{79,2}{2471,92 - 494,38} = 0,057 \text{ m}$$

D'où

$$F_y = 2471,92 * 0,05 = 143,06 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de l'épaisseur de caoutchouc qui sépare deux frettes d'acier t_c

$$t_c = \frac{a}{4S} \longrightarrow \frac{500}{4 \times 10} = 12,5 \text{ mm}$$

S: Un facteur de forme prise égale à 10.

❖ Calcul du nombre des frettes d'acier n_a

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1 \longrightarrow n_a = \frac{230}{12,5} - 1 = 17,4$$

On prend 17 frettes d'acier

❖ Calcul de la hauteur totale de l'appui HDRB

$$h_t = 2t_e + t_a n_a + t_r$$

Avec

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité qui égale à 25 mm

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier égale à 2 mm

D'où

$$h_t = 2 * 25 + 2 * 17 + 230 \rightarrow h_t = 314 \text{ mm}$$

❖ Calcul de la rigidité effective verticale

$$\frac{k_{veff}}{k_{heff}} = 500 \Rightarrow k_{veff} = 500 * k_{heff} = 500 * 720,67 \Rightarrow k_{veff} = 360335 \text{ KN/m}$$

A.2. Les propriétés des caoutchoucs

Qualité du caoutchouc	Le module d'élasticité E (N/cm ²)	Le module de cisaillement G (N/cm ²)	Le poids volumique (KN/m ³)
30	92	30	0,93
35	118	37	0,89
40	150	45	0,85
45	180	54	0,8
50	220	64	0,73
55	325	81	0,64
60	445	106	0,57
65	585	137	0,54
70	753	173	0,53
75	940	222	0,52

1. Dimensionnement de l'appui en pendule glissant

Les données sont :

$T_D = 2,5 \text{ sec}$	$\beta = 20\%$
-------------------------	----------------

D'après le tableau II.1 $C_{VD} = 0,45$

❖ Calcul du rayon de la surface sphérique :

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \longrightarrow R = 9,81 \left(\frac{2,5}{2\pi} \right)^2 = 1,553 \text{ m}$$

❖ Calcul de déplacement D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{VD} T_D}{B_D} \longrightarrow \frac{\left(\frac{9,81}{4\pi^2} \right) \times 0,45 \times 2,5}{1,5} = 0,186 \text{ m}$$

❖ Calcul de la rigidité effective :

$$K_{eff} = \frac{N}{R} \times \frac{\mu \times N}{D_D}$$

μ : Le coefficient de frottement est 0.06.

$$K_{eff} = \frac{1120,39}{1,553} \times \frac{0,06 \times 1120,39}{0,186} = 1082,85 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul de la rigidité horizontale :

$$K_H = \frac{N}{R} \longrightarrow K_H = \frac{112,39}{1,553} = 721,43 \text{ KN/m}$$

On vérifie β par la formule suivante :

$$\beta = \frac{2}{\pi\mu + D_D/R} = \frac{2}{\pi \cdot 0,06 + 0,186/1,553} = 21,25 \%$$

❖ La détermination du déplacement vertical de l'appui :

$$D_V = \frac{D_D^2}{2R} \longrightarrow D_V = \frac{0,186^2}{2 \times 1,553} = 0,011 \text{ m}$$

❖ Calcul de diamètre de la surface sphérique d :

$$d > 2D_D \longrightarrow d > 2 \times 0,186 = 0,372 \text{ m}$$

On prend $d = 0,4 \text{ m}$.

Résumé

La protection sismique des structures est une exigence qui est de plus en plus encadrée par les codes du domaine génie parasismique. Les systèmes d'isolation à la base sont devenus un élément important d'un système structurel pour améliorer la fiabilité lors d'un séisme, par conséquent, elle offre une meilleure réduction d'effet sismique sur le bâtiment en termes de déplacement relatifs, d'accélération, la vitesse et des efforts tranchants.

L'objectif de notre recherche est d'évaluer la performance de ce système d'isolation en utilisant deux types d'appuis (HDRB) et (FPS). Pour cela une analyse dynamique a été effectuée par le logiciel (ETABS) sur un bâtiment à neuf niveaux avec deux configurations ; base fixe, base isolée chaque type à part.

Le but est de démontrer l'efficacité de ce système par les meilleurs résultats.

Mots clés : ETABS, méthodes d'analyse dynamique, réponse sismique, isolateurs de base, bâtiment.

Abstract

The seismic protection of structures is a requirement, which is framed more and more by the codes of the earthquake-engineering field. Base isolation systems have become a significant element of a structural system to enhance reliability during an earthquake; therefore, it offers a better reduction of the seismic effect on the building in terms of relative displacement, acceleration, velocity and shear forces.

The objective of our research is to evaluate the performance of this insulation system using a type of bearing (HDRB) and other type (FPS). For this dynamic analysis was performed by the software (ETABS) on a building with nine levels with two configurations; fixed base, isolated base with each type.

The aim is to demonstrate the effectiveness of this system by the best results.

Keywords: ETABS, methods for dynamic analysis, seismic response, base isolators, building.

ملخص

حماية المباني من الزلزال هو شرط يتم تأطيره بشكل متزايد وفقا لمعايير المجال الزلزالي. أصبحت أنظمة العزل القاعدية جزءًا هامًا من النظام الهيكلي لتحسين النجاة أثناء حدوث الزلزال، وبالتالي، فهي توفر خفضًا أفضل للتأثير الزلزالي على المبنى من حيث النزوح النسبي والتسارع، السرعة، قوى القص.

الهدف من بحثنا هو تقييم أداء نظام العزل هذا باستخدام عازل من النوع (HDRB) ونوع آخر (FPS) لهذا التحليل الديناميكي تم تنفيذه بواسطة برنامج (إيتابس) على مبنى ذو تسعة طوابق مع شكلين: قاعدة ثابتة وقاعدة معزولة بنوعيهما المختلفين.

الهدف هو إثبات فعالية هذا النظام من خلال أفضل النتائج.

الكلمات المفتاحية: الإيتابس، طرق التحليل الديناميكي، الاستجابة الزلزالية، عازل قاعدي، بناءة.